ＩＳＳＮ ０３８６-５８７８
土木研究所資料 第4373号

土 木 研 究 所 資 料

コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究

平成30年5月

国立研究開発法人 土木研究所
構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2018) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第 4373 号，2018 年 5 月

コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究

構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 石田 雅博
主任研究員 大島 義信
交流研究員 高瀬 弘
元 主任研究員 和田 圭仙*
元 研 究 員 藤井 雄介**
元 交流研究員 林 克弘***

*主任研究員在職期間（平成 24 年 7 月～平成 27 年 6 月）
**研究員在職期間（平成 27 年 7 月～平成 29 年 10 月）
***交流究員在職期間（平成 26 年 4 月～平成 29 年 3 月）

要 旨

本研究は，上部構造における鉄筋コンクリートはり，およびプレストレストコンクリートはりを対象として，寸法効果や軸方向引張鉄筋の効果の影響を考慮したせん断耐荷力推定式（主として斜め引張破壊）を提案し，その推定精度について検証を行った。検証では，過去の実験データを基本として，対象とする部材の断面形状の違い（T 形と矩形），プレストレス有無，荷重の繰返しに対する影響を確認した。その結果，提案式のばらつきは変動係数として 20%程度であること，また，5%フラクタイル値を与えるための部分係数は 0.65 とすればよいことなどが明らかとなった。

キーワード：鉄筋コンクリートはり，プレストレストコンクリートはり，せん断耐荷力

目　　次

1章　はじめに…… 1

2 章　はりのせん断耐力推定式…… 4
2.1 せん断耐力算出の変遷…… 4
2.2 H24 道示Ⅲ編のコンクリートが負担できる平均せん断応力度…… 6
2.3 H24 道示Ⅴ編のコンクリートが負担できる平均せん断応力度…… 8

3 章　せん断耐力推定式の一般化…… 12
3.1 一般化のための課題…… 12
3.2 プレストレス力の効果の考慮方法…… 13
3.3 ウェブせん断ひび割れを生じさせないための条件…… 15
3.4 修正トラス理論を適用するにあたる前提条件…… 18
3.5 トラス理論を適用するにあたる圧縮斜材の角度…… 23
3.6 スターラップ量の上限値…… 24
3.7 軸方向引張鉄筋比に対する補正 c_{pt} の適用の範囲…… 29
3.8 部材の寸法効果補正 c_e の適用の範囲…… 30
3.9 提案式…… 31

4章　推定式の確からしさの評価…… 35
4.1 確からしさの評価方法…… 35
4.2 S_c+S_s の評価…… 35
4.3 S_c の評価…… 41
4.4 推定式の確からしさのまとめ…… 49
4.5 S_c におけるプレストレス導入量の効果…… 50
4.6 断面形状の違いに対する適用性…… 52
4.7 既往実験（土木研究所資料第 1357 号）との比較による確からしさの確認…… 53

5 章　結論…… 59

【付録】…… 61
付録１．せん断支間比…… 62
付録２．修正トラス理論によるせん断耐力 …… 63
付録３．コンクリートが負担できるせん断応力度とコンクリート引張強度の関係
…… 65
付録４．コンクリートの引張強度式の確からしさの評価 …… 67

【巻末資料】既往せん断実験データ集 …… 69
せん断補強鉄筋を有しない RC 矩形断面の既往実験データ……巻末 - 1
せん断補強鉄筋を有する RC 矩形断面はりの既往実験データ……
巻末 - 2
せん断補強鉄筋を有する PC はりの既往実験データ…… 巻末 - 4
せん断補強鉄筋を有しない PC はりの既往実験データ……巻末 - 5
曲げ上げ鋼材を有する PC はりの既往実験データ…… 巻末 - 6
せん断補強鉄筋を有しない RC-T けたの既往実験データ……巻末 - 7
せん断補強鉄筋を有する RC-T けたの既往実験データ……巻末 - 8
コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度…… 巻末 - 9

1章　はじめに

平成 24 年制定道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編[1)]（以下，H24 道示Ⅲ編）では，上部構造のコンクリート部材を対象とした，斜引張破壊に対するせん断耐力の推定式が規定されている。この推定式は，昭和 53 年から道示Ⅲ編[2)]に規定されているもので,コンクリートが負担できるせん断力と，斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計に加え，プレストレスの分力の総和をせん断耐力としている。

一方，平成 24 年制定道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[3)]（以下、H24 道示Ⅴ編）には，下部構造のコンクリート部材を対象として，H24 道示Ⅲ編で規定されている推定式とは異なる推定式が規定されている。この式は，平成 8 年から道示Ⅴ編[4)]に規定されているもので,コンクリートが負担できるせん断力と，帯鉄筋が負担するせん断力の和をせん断耐力としている。

これらの式は，適用する部材の相違によって使い分けられている。しかし，本来，コンクリート部材のせん断耐力は部材の使われ方によらず，その部材を構成するコンクリートや鉄筋，さらには作用する軸力等に依存するものである。そのため，コンクリート部材のせん断耐力の評価は，これらの要因を適切に考慮できる一般化された推定式によって評価されるべきものと考えられる。また，これらの推定式の前提条件等においては，必ずしも明確となっておらず，一般化された推定式を提案する上で課題の一つとされている。さらに，部分係数設計法の照査式とするためには，一般化された推定式のばらつきについて明らかにする必要がある。

そこで，本研究では，部材の使われ方によらず，引張鉄筋比や有効高さを考慮できるせん断耐力推定式を提案するとともに，部分係数設計法の照査式とするためにそのばらつきを評価した。具体的には，道示Ⅴに規定されるせん断耐力推定式を基本として一般化を行った。さらに，道示Ⅲと道示Ⅴのコンクリートが負担できる平均せん断応力度の設定根拠から，これらの推定式の適用範囲を確認するとともに，過去の載荷実験データとの比較に加え，新たに実施した部材実験により，一般化された推定式の確からしさを検証した。

なお，本研究で対象としたコンクリート部材は，せん断力と曲げモーメントを同時に受ける，いわゆるスレンダービーム（せん断支間比[注)]が 2.5～6.0 の範囲）のせん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリート（RC）はりとプレストレスを導入したはり（PC，PRC）である。そのため，想定するはりの破壊形態は，曲げせん断ひび割れによる破壊，もしくは，ウェブせん断ひび割れが発展した斜引張破壊であり，薄いウェブを有する構造（I 桁等）や高いプレストレスが導入された場合においてもウェブが圧壊しないことを前提としている。したがって，ショートビーム（せん断支間比が 1～2.5）の破壊形態（せん断圧縮破壊，せん断引張破壊（せん断付着破壊ともいう）），およびディープビーム（せん断支間比が 1 以下）の破壊形態（圧壊を主とした単独あるいはショートビームやスレンダービームで生じる破壊の複合）に関しては対象外としている。

注）せん断スパン比ともいう（付録 1 参照）。

本報告書の構成を，表-1.1に示す。

表-1.1　本書の構成

	内　容
1章　はじめに	研究の背景，一般化されたせん断耐力推定式の必要性と，研究の目的を示した。
2章　はりのせん断耐力推定式	道路橋におけるせん断耐力推定式の変遷，歴史，過去の研究において明らかとなっている点，及びH24道示Ⅲ編式の成り立ちについて示した。
3章　せん断耐力推定式の一般化	寸法効果および軸方向鉄筋比の影響を考慮したH24道示Ⅴ編式の上部構造への適用にともなう，課題，問題，その解決に対する考え方を示した。また，H24道示Ⅴ編式の成り立ちから，プレストレスを導入した場合への対応，修正トラス理論適用の前提条件，トラスの圧縮斜材の角度，スターラップ量の上限値ほかに関して，過去の文献等からその考え方を整理した。そのうえで，H24道示Ⅴ編式を基本とした，一般化されたせん断耐力推定式を提案した。
4章　推定式の確からしさの評価	3.で提案したせん断耐力推定式を，既往実験データ（RC矩形断面桁，PC桁，RC－T形断面桁）と対比することで，その確からしさ（信頼性）を検証し評価した。
5章　結論	本研究により得たせん断耐力式の提案および結論を記載した。

また，本報告書では，基準類等について以下の名称を用いるものとする。

1）道示　　橋，高架の道路等の技術基準（道路橋示方書）。なお，これらの名称の前に年号の略称（H24など）がつく場合は，その制定年度を表す。また，RC道示とは，鉄筋コンクリート標準示方書を意味する。
2）コン示　　土木学会コンクリート標準示方書（制定年度は本文中に記載）
3）Ⅲ編　　道示　Ⅲコンクリート橋編
4）Ⅳ編　　道示　Ⅳ下部構造編
5）Ⅴ編　　道示　Ⅴ耐震設計編
6）Ⅲ編式・Ⅴ編式　　それぞれの編に規定されている斜引張破壊に対するせん断耐力の推定式

1章　参考文献

1)　（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ　コンクリート橋編，平成24年3月
2)　（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ　コンクリート橋編，昭和53年1月
3)　（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ　耐震設計編，平成24年3月
4)　（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ　耐震設計編，平成8年12月

2章　はりのせん断耐力推定式

2.1　せん断耐力算出の変遷

コン示と道示における，はり部材を対象とした斜引張破壊に対するせん断耐力の変遷の大略（昭和 61 年まで）を表-2.1.1 に示す[1)～5)]。コン示が初めて策定された昭和 6 年から昭和 52 年までは，はりのせん断耐力（S_u）はメルシュの古典的なトラス理論に基づいていた。このトラス理論は，1903 年（明治 36 年）に提唱されたもので，斜めひび割れ発生後の耐荷機構，すなわちコンクリートのせん断応力が斜め引張強度に達しひび割れが発生した後の耐荷機構として，せん断補強鉄筋が受け持つせん断力（S_s）のみを想定する（$S_u = S_s$）ものであった。昭和 39 年に制定された RC 道示においてもこの考え方が踏襲されている。

昭和 53 年に道示が改定されて以降は，いずれの示方書においても，1965 年（昭和 40 年）にレオンハルトが提唱した修正トラス理論に基づくものに改定されている。修正トラス理論では，斜めひび割れ発生後のせん断耐荷機構として，せん断補強鉄筋が受け持つせん断力（S_s）だけでなく，コンクリートの受け持つせん断力（S_c）も考慮する（$S_u = S_s + S_c$）。この推定式は，古典的なトラス理論よりも合理的で実際に近く，また，せん断補強鉄筋が低減できるため，H24 道示Ⅲ編でもこの推定式が適用されている。

表中の変遷において特筆すべき事項としては，昭和 39 年の JIS 改正に合わせ，昭和 42 年のコン示から高強度異形棒鋼が規定されたことである。この改定によって，それまで道示やコン示で規定されていた丸鋼だけでなく，高強度かつ付着の高い異形棒鋼である高強度異形鉄筋の使用が認められ，鉄筋の許容応力度がそれまでの 1.5 倍に増加している。その一方で，昭和 53 年の改定にて，コンクリートの許容斜引張応力度がそれまでの 1/1.5 注)程度まで低減されている。これは，丸鋼鉄筋を用いた場合と異形棒鋼鉄筋を用いた場合とでは，せん断破壊機構に差異が生じることが明らかとなったことによる。

丸鋼鉄筋を用いた場合には，せん断スパン内に生じるせん断ひび割れがウェブの中央から発展する，いわゆるウェブせん断ひび割れによる破壊が生じる。一方，付着の高い異形棒鋼鉄筋を使用した場合には，せん断スパン内にも曲げひび割れが生じ，これを起点にせん断ひびわれに進展する，いわゆる曲げせん断ひび割れが発生しせん断破壊に至る（図-2.1.1，参考文献 3）参照）。このような曲げせん断ひび割れからの破壊が生じた場合，コンクリートの受け持つせん断力は，ウェブせん断ひび割れによる破壊が生じる場合よりも低くなる。これを受け，昭和 53 年の道示からコンクリート負担分のせん断力が約 1/1.56[注)]に低減されている。さらに，昭和 53 年の道示では，設計荷重時と同じ許容せん断応力度による終局荷重時の照査が規定されたことから，実質的には従来の許容せん断応力度を約 1/(1.7×1.56)≒1/2.65 程度まで低減していることに相当する。すなわち，昭和 53 年の道示改定では，せん断応力度の算出を最大せん断応力度から平均せん断応力度に変更したこと，せん断耐力の算出において修正トラス理論を採用したこと，また，許容せん断応力度を実質的に 2.65 程度まで低減したことが行われている。その後，H24 道示Ⅲ編まで大幅な改定は行われていない。

一方コン示では，昭和 55 年の改定で，それまでの許容せん断応力度が 1/1.56 程度に低減され（S53 道示Ⅲ編の値と同じ），さらにせん断力の算出時にその値を 1/2 に低減することとされた。その結果，終局荷重時の照査を行っている S53 道示Ⅲ編の照査とほぼ同等の安全余裕を確保していることになる（詳細は参考文献 6)を参照）。その後，昭和 61 年の改定でコンクリートの負担するせん断力が見直され，寸法効果の影響や，軸方向引張鉄筋量の違いによる鉄筋のダウエル効果等がコンクリートの負担できるせん断力に与える影響を考慮できる，より精度のよい推定式が適用されている。なお，表中のτ_{a1}, τ_{a2}は，それぞれ設計荷重時においてコンクリートのみで負担できるせん断応力度，及びせん断補強筋と協働して受け持つ場合の最大せん断応力度である。ここで，τ_{a1}は，道示Ⅲ編におけるコンクリートが負担できる平均せん断応力度に相当し，τ_{a2}はウェブ圧壊の照査におけるコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値に相当する。

注）例えば，$\tau_{a1} = 0.70$（昭和 53 年以前）に対し，$\tau_c = 0.39$（昭和 53 年以降）であることから，平均せん断力と最大せん断力の差異（1.15 倍）を考慮して，$0.70/(0.39 \times 1.15) \cong 1.56$ となる。

表-2.1.1　せん断に対する設計の大略の変遷

年度	基準	使用材料	せん断設計			備考	せん断耐力算出種理論の履歴
			コン示	道示	適用理論		
S6, S15	コン示 制定	丸鋼 120MPa σck≧12MPa	τa1=0.45MPa τa2=1.40MPa	—	トラス理論（古典メルシュ）	τa1:コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τa2:斜め引張鉄筋を配置した場合 τa1を超えた部分は全せん断力を腹鉄筋に負担させる	1899 リッター【トラス理論:提唱】 1903 メルシュ【トラス理論:実験検証・古典的公式の確立】
S24	コン示 改定						
S31	コン示 改定	SS41 140MPa σck≧12MPa	τa1=0.70MPa ※ τa2=2.00MPa ※	—	トラス理論	上記に加え、 τa1を超えない場合は6mm以上のスターラップを配置 (スターラップは有効高さ以下のピッチで配置)	1955 ラウパら【せん断モーメント理論】 1957 ワルサー【せん断圧縮理論】
S39	RC道示 制定	SS41 140MPa σck≧18MPa	—	τa1=0.70MPa ※ τa2=2.00MPa ※ ↑ コン示の規定による	トラス理論	土木学会と同じ T桁のウェブには9mmの鉛直スターラップを有効高さ以下のピッチで配置することが規定	1963 ベーカーら【不静定トラス理論】 1964 カニ【アーチ理論】
S39	JIS	異形鉄筋	—	—			
S42, S49, S52	コン示 改定	異形鉄筋 SD30 180MPa σck≧18MPa	τa1=0.70MPa ※ τa2=2.00MPa ※		トラス理論	最小スターラップ量としてρ0.15%が推奨	1965 F.レオンハルト【修正トラス理論】
S53	道示Ⅲ 制定	SD30 180MPa σck≧21MPa	—	τc=0.39MPa ※ τmax=3.20MPa ※	修正トラス理論(F.レオンハルト)	平均せん断応力度τmがτa1を超える場合はスターラップを配置，最小スターラップ0.20%以上ピッチは部材高さの3/4倍かつ40cm以下)，終局の照査を実施	1978 コリンズ【圧縮場理論】 1979 ニールセンら【極限解析】
S55	コン示 改定	SD30 180MPa σck≧18MPa	τa1=0.45MPa ※ τa2=2.00MPa ※	—	修正トラス理論	平均せん断応力度τmがτa1を超える場合はスターラップを配置，コンクリート負担分のせん断力は Sc=1/2×τa1×bw×jd，最小スターラップ0.15%以上	1980 岡村・檜貝【スレンダービーム式】 1983 二羽【ディープビーム式】
S61	コン示 改定	SD30 180MPa σck≧18MPa	τc：寸法効果，引張鉄筋比を考慮 ウェブ圧壊照査	—	修正トラス理論	最小スターラップ量0.15%(ピッチは部材高さの1/4倍かつ40cm以下)，終局の照査を実施	

コン示：コンクリート標準示方書
道示：道路橋示方書

※σck=24MPaの場合

★コンの示のせん断τa1，τa2　：bw･jd　，　jd≒7/8･d≒d/1.15
道示のτc　：bw･d
ここに　bw：ウェブ幅　，d：有効高

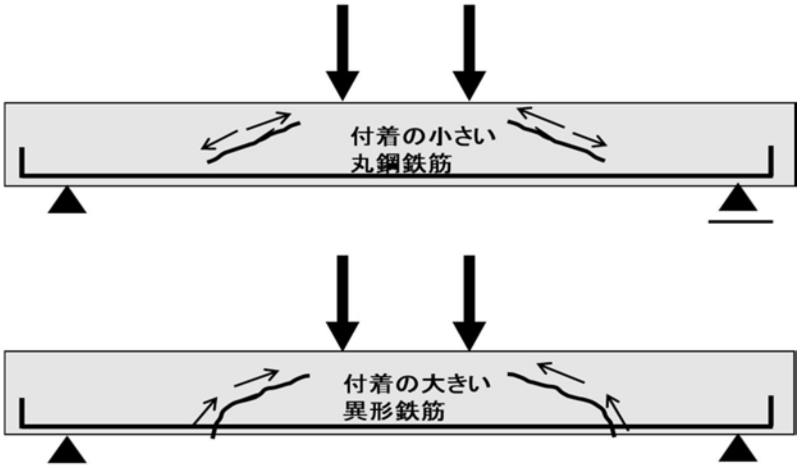


図-2.1.1　せん断補強鉄筋を有さないRCはりにおける斜めひび割れの発生状況

2.2　H24道示Ⅲ編のコンクリートが負担できる平均せん断応力度

H24 道示Ⅲ編に規定されているコンクリートが負担できる平均せん断応力度τ_cは，S53道示Ⅲ編から踏襲されている。前述のとおり，S53道示Ⅲ編では，それまでの道示（S39 RC道示）に規定されていたコンクリートが負担できるせん断応力度の値が大幅に低減され，ヨーロッパ委員会（CEB）が提示した式を基本とした値に見直されている[7)]。

S39 RC道示では，土木学会による示方書（S31 RC示方書）の値を踏襲し，コンクリートの引張強度（圧縮強度のおよそ1/10程度）に対して安全率を3程度とった値とされていた[1)]。しかし，前述のとおり，異形鉄筋を用いたせん断補強鉄筋を有する場合においては，コンクリートが負担できるせん断応力度を過大評価してしまう可能性があることがCEBの勧告[8)]により指摘されたことから，S53道示Ⅲ編ではその値が見直され，式(2.2.1)に示すせん断強度式を基本とする値に改定されている。

$$f_{cd1} = 0.6 \cdot \sigma_{ctd} \quad \cdots\cdots (2.2.1)$$

ここに，

$$\sigma_{ctd} = 0.2\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/\gamma_c$$

f_{cd1}　：許容平均せん断応力度(終局荷重作用時)(N/mm²)

σ_{ctd}　：コンクリートの引張強度(N/mm²)

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

γ_c　：コンクリートの部分安全係数(=1.5)

この式は，CEB-1976[8)] に規定されていたもので，鉄筋コンクリート構造におけるせん断補強鉄筋がある場合の標準方法のコンクリートが負担するせん断応力度の推定式である。なお，これ以前のCEBでは，コンクリートの引張強度が許容せん断応力度とされていたが，引張強度を0.6倍だけ低減することで，前述の異形鉄筋による影響を考慮した形となっている。また，この規定が終局荷重作用時における許容値（設計荷重に対する荷重側の安全率を

1.7 として確保していることに相当）を与えるものであることから，設計荷重作用時の値に換算し，式(2.2.1)による値を 1/1.7 倍した値が許容せん断応力度τ_a（H24 道示Ⅲ編におけるコンクリートが負担できる平均せん断応力度τ_c）として規定された [7]。すなわち，S53 道示Ⅲ編の許容せん断応力度τ_a(N/mm^2)は，式(2.2.1)によるf_{cd1}に対し以下の関係をもつ。

$$\tau_a = \frac{f_{cd1}}{1.7} \quad \cdots\cdots (2.2.2)$$

ただし，S53 道示Ⅲでは，終局荷重作用時においても設計荷重作用時と同じ許容せん断応力度を用いることから，実質的には CEB の式に対してさらに 1.7 程度の安全率を設けていることに相当する。本来なら，式(2.2.1)式が終局荷重時の許容値であることを考慮し,設計荷重時の値として式(2.2.2)を規定したものであるから,終局荷重時の値としては式(2.2.1)とするのが自然である。しかし，S53 道示Ⅲ編では，実質的に CEB 式に対しさらに 1.7 の安全率を確保している。この経緯については明確なことは明らかでないが，後述するよう道示Ⅲ編式の推定精度が桁高や引張鉄筋量によっては危険側となる可能性があることなどを勘案した可能性がある。また，CEB の式の適用範囲は，コンクリートの設計基準強度が 50N/mm^{2}以下となっているが，H8 道示Ⅲでは，60N/mm^{2}時まで拡大され 60N/mm^{2}を超える場合のτ_c値は 60 N/mm^{2}を使用することとされている。さらに，CEB による規定では，軸圧縮力（プレストレスを含む）が作用する場合に，式(2.2.3)に示す割増し率kを用いてせん断応力度をk倍することとされており，道示Ⅲも同様の考え方が採用さている。

$$k = 1 + M_0/M_d \quad \leqq 2 \cdots\cdots (2.2.3)$$

ここに,

M_0：デコンプレッションモーメント（引張縁応力度がゼロとなる曲げモーメント）

M_d：設計曲げモーメント

最終的なせん断耐力は，修正トラス理論を適用し，コンクリートのせん断耐力とせん断補強筋のせん断耐力に加えプレストレス分の鉛直力を累加した以下のS_uとされている。

$$S_u = k \cdot S_c + S_s + S_p \cdots\cdots (2.2.4)$$

ここに,

$$S_c = \tau_c \cdot b_w \cdot d \cdots\cdots (2.2.5)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy}\, d}{1.15a}(\sin\theta + \cos\theta) \cdots\cdots (2.2.6)$$

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin\alpha \cdots\cdots (2.2.7)$$

である。ただし，S_cは，上記 CEB-1976 式から設定されたτ_cに部材断面のウェブ幅b_wと有効高さdを乗じたものであり,コンクリートの負担するせん断力となる。また，S_sは，メルシュの古典トラス理論によるせん断補強鉄筋が受け持つせん断力であり，トラスの角度を 45°（斜めひび割れ角度の下限値相当）とし，トラスの上下弦材間距離を矩形単鉄筋断面の曲げに対する圧縮中心と引張中心の距離$z = j \cdot d \fallingdotseq 7/8 \cdot d \fallingdotseq 1/1.15 \cdot d$としたものである。

ここに，

A_w：せん断補強鉄筋の断面積
σ_{sy}：せん断補強鉄筋の降伏強度
a：せん断補強鉄筋のピッチ
θ：せん断補強鉄筋と部材軸がなす角度
j　：トラスの上下弦材間距離（圧縮中心と引張中心の距離）をあらわす定数
d：部材の有効高

そして，S_pは，プレストレスの鉛直分力分の項である。
ここに，
A_p　：PC 鋼材の断面積
σ_{pe}　：有効プレストレス
α　：PC 鋼材と部材軸がなす角度

2.3 H24 道示Ⅴ編のコンクリートが負担できる平均せん断応力度

平成 8 年に制定された道示Ⅴ編及び道示Ⅳ編では，RC 構造の鉛直部材を対象とした斜引張破壊に対して，寸法効果および軸方向引張鉄筋の影響を考慮できるせん断耐力の推定式が規定され，H24 道示Ⅴ編[9]においても踏襲されている。

道示Ⅴ編に規定される数値の基本となる式を式(2.3.1)に示す。この式によるコンクリートが負担できるせん断力を与えるせん断応力度の設定根拠は参考文献 10)に示されている。この文献によれば，式(2.3.1)によるコンクリートが負担できるせん断力を与えるせん断応力度は，実験により求められている。このせん断応力度は，実験結果を推定値で除した値の分布を求め，その分布の平均値を与える推定式を求めたのち，その推定式による値から標準偏差の 2 倍を引いて過小評価する式となっている。近似式は合計 34 体のせん断補強鉄筋の無い RC はりに対する実験結果に基づいており，次の式(2.3.1)で与えられる。

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}}\right)^{-\frac{1}{3}} \times \left(\frac{1.2}{p_t}\right)^{-\frac{1}{3}} \quad \cdots\cdots (2.3.1)$$

ここに，
d　：有効高さ(m)
σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)
p_t　：引張鉄筋比(%)

この式は，引張鉄筋比を 1.2%として正規化したものであるため，引張鉄筋比の基準を 0.3%として式(2.3.1)を変形すれば，式(2.3.2)のようになる。

$$\tau_c = 0.453 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}}\right)^{-\frac{1}{3}} \times \left(\frac{0.3}{p_t}\right)^{-\frac{1}{3}} \cdots\cdots (2.3.2)$$

また，式(2.3.1)のせん断耐力（S_u）は，修正トラス理論を適用し，コンクリートが負担できるせん断力(S_c)とせん断補強筋が負担できるせん断力(S_s)を累加した

$$S_u = S_c + S_s \quad \cdots\cdots (2.3.3)$$

とされている。

式(2.3.2)を式(2.3.6)～式(2.3.9)の係数で整理し，表で与えたものがH24道示Ⅴ編における表記となる。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy}\, d}{1.15a}(\sin\theta + \cos\theta) \quad \cdots\cdots (2.3.4)$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d \quad \cdots\cdots (2.3.5)$$

ここで,

$$\tau_c = 0.453 \times (24/\sigma_{ck})^{\frac{1}{3}} / 1.3 \quad \cdots\cdots (2.3.6)$$

$$c_c = 1.0 \quad \cdots\cdots (2.3.7)$$

$$c_e = d^{-0.33} \quad \cdots\cdots (2.3.8)$$

$$c_{pt} = (0.3/p_t)^{\frac{1}{3}} \quad \cdots\cdots (2.3.9)$$

S_sは，メルシュの古典トラス理論によるせん断補強鉄筋が負担できるせん断力であり，トラスの角度を45°（斜めひび割れ角度の下限値）とし，トラスの上下弦材間距離を矩形単鉄筋断面の曲げに対する圧縮中心と引張中心の距離$z = j \cdot d \cong 7/8 \cdot d \cong 1/1.15 \cdot d$としたものである。ただし，$b_w$はウェブ幅，$d$は有効高さ，$A_w$はせん断補強鉄筋の断面積，$\sigma_{sy}$はせん断補強鉄筋の降伏強度，$a$はせん断補強鉄筋のピッチ,$\theta$はせん断補強鉄筋と部材軸がなす角度である。

τ_cは，コンクリートが負担できるせん断力を与えるせん断応力度で，せん断力をウェブのみの断面積$b_w \cdot d$で除して得られるせん断応力度（公称応力度ともいう）となっている。このτ_cは，軸方向引張鉄筋比が$p_t = 0.3\%$，コンクリートの設計基準強度が$\sigma_{ck} = 24$（N/mm^2），部材高さ$d = 1.0$ (m)の場合におけるせん断応力度で，せん断補強筋の無い矩形断面供試験体の実験から推定された2.3%非超過確率を有する値（平均値から標準偏差の2倍を引いた値）を与える式である[9]。この式のバイアスは1.30，変動係数は0.13となっている（バイアスと変動係数の根拠は，4.2(1)に示した再評価した値）。

c_cは，部材が塑性化した後で地震による繰り返し正負交番荷重に対する低減係数を示すものである。上部構造では塑性化は考えないので，ここでの表記は1.0としている。

c_eは，部材寸法の違い（いわゆる，寸法効果）に対する係数である。

c_{pt}は，軸方向引張鉄筋比に対する係数である。

なお，平成8年の改定にあたり，道示Ⅲ編においては，昭和53年に規定された推定式が踏襲された。これは，以下の二つの点が課題であったことによる。一つ目は，推定式で想定する部材断面形状の相違である。道示Ⅲ編で対象としている上部構造の主桁断面形状は,T形やI形もしくは箱断面が多く，下部構造などで用いられる矩形ではない。二つ目は，プレストレス力によるせん断耐力の割増しの取扱いである。S53 道示Ⅲ編のせん断耐力推定式においては，プレストレス力による効果として，プレストレス力によるデコンプ

レッションモーメントに基づくコンクリートが負担できるせん断力の割増が，係数を全体に乗じることで考慮されていた。すなわち，デコンプレッションモーメントM_0として，作用曲げモーメントをM_dとすれば，プレストレス力による効果を考慮する係数kは，2.0 を超えない範囲で$k = 1 + M_0/M_d$として与えられていた。しかし，プレストレス力には寸法効果がないため，道示 V 編による推定式にそのまま係数kを乗じることは妥当ではない。

2章　参考文献

1)　池田尚治ほか：土木学会編新体系土木工学 32 鉄筋コンクリートの力学，技報堂出版，1982 年
2)　池田尚治：無筋および鉄筋コンクリート標準示方書・設計編の一部改訂について，コンクリートライブラリー第 46 号無筋および鉄筋コンクリート標準示方書（昭和 55 年制定）改訂資料，土木学会，1980 年
3)　村田二郎：講座コンクリートと施工法―その移り変り―（その 9）土木におけるコンクリート品質の移り変り，コンクリート工学，Vol.19，No.2，PP.53-59，1981 年
4)　和田圭仙：コンクリート道路橋に関する技術基準の変遷～RC・PC 橋の技術基準と許容応力度の変遷～，道路，Vol.871，PP.54-60，2013 年
5)　斉藤成彦：土木分野におけるせん断耐力算定式，コンクリート工学，Vol.51，No.9，PP.737-742，2013 年
6)　日本道路協会コンクリート橋示方書小委員会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，Ⅲコンクリート橋編に関する質問および回答（その２）　質問 12［2.5.3 斜引張鉄筋］，道路，日本道路協会，Vol.497，PP.72-73，1982 年
7)　日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会コンクリート橋分科会：道路橋示方書コンクリート橋の詳説，橋梁と基礎，Vol.13，No.4，PP.33-99，1979.4
8)　岡村甫:CEB モデルコードにおけるせん断規定(案)，コンクリート工学，Vol.14，No.11，PP.104-107，1976 年
9)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編，平成 24 年 3 月
10)　土木研究所：土木研究所資料第 3426 号，大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，1996 年

3章　せん断耐力推定式の一般化

3.1　一般化のための課題

本章では，斜引張破壊に対するせん断耐力の推定式に関して，上部構造を含めた一般化を行う。一般化では，修正トラス理論を基本とした。修正トラス理論における斜張破壊に対するせん断耐力S_uは，せん断補強鉄筋による効果の項S_sと，それを補正する項として，せん断補強筋を有しない鉄筋コンクリートはりのせん断耐力S_cを考慮する（付録 2 参照）。また，プレストレストコンクリートはりのせん断耐力は，鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に対して，プレストレスによる効果を係数もしくは補正項で考慮する。

このうち，せん断補強筋による効果の項を補正する項S_cについては，既に寸法効果および引張鉄筋比の効果の影響が考慮されている，道示Ⅴ編式によることとした。ただし，道示Ⅴ編式は，コンクリート下部構造を主たる対象とした推定式であるため，上部構造へ適用するためには，前章で指摘した事項への対応が必要となる。すなわち，T 形，I 型等の矩形以外の断面形状への適用性の確認が必要である。ここでは，まず，矩形断面に対する現状の推定式の確からしさを確認した上で，矩形以外の断面形状におけるせん断耐力が許容される範囲内に収まるかを確認した。さらに，修正トラス理論による推定の前提となる，変形適合条件についても明らかにした。せん断破壊に対する耐荷機構の想定では，斜めひび割れ発生後の変形適合条件を満足するよう定式を行う必要があるが，曲げモーメントに対する耐力算定式のように，比較的簡単で適切なものがない。このため，耐荷機構想定において仮定条件を多く含んでおり，種々のせん断理論を使う場合には，前提とした適合条件に合致しているかどうかが重要となる。そのため，道示Ⅴ編式で想定する修正トラス理論の前提条件についても明確にした。

一方，プレストレストコンクリートはりのせん断耐力は，コンクリートが受け持つせん断力におけるプレストレスの効果を，寸法効果とは独立した項により補正することとした。また，プレストレスの鉛直分力によるせん断補強効果は，在来と同じように鉛直分力分を累加する方法とした。

ここでは，以上の内容について，以下の項目に分けて検討した。

1）寸法効果とは独立したプレストレス力の効果の考慮方法
2）Ⅴ編式の根拠の整理
- 修正トラス理論を適用するにあたる前提条件の整理
- トラス理論を適用するにあたる圧縮斜材の角度の設定
- スターラップ量，軸方向引張鉄筋，寸法効果の適応範囲

3.2　プレストレス力の効果の考慮方法

道示Ⅴ編式は，鉄筋コンクリート橋脚のような正負交番荷重を受け塑性化が生じるよう部材に対して適用されるものであり，軸方向圧縮力がコンクリートの負担するせん断力に及ぼす影響について十分に検討されていないため，この評価は見込まないものとされている。一方，コンクリート上部構造については，通常は塑性化を許容しない設計を行っており，プレストレスによる軸方向圧縮力の影響を適正に評価する必要がある。ここでは，道示Ⅴ編式における軸力の影響を考慮する方法について整理する。

軸力の影響を見込む方法は，次の二つの方法が考えられる。

(1) H24 道示Ⅲ編式のように軸方向圧縮力及びプレストレスの効果を考慮する係数kを用いて，コンクリートが負担できる平均せん断応力度の式(3.2.2)を割り増す方法(式(3.2.1))

$$S_c = k \cdot \tau_{cr} \cdot b \cdot d \quad \cdots\cdots (3.2.1)$$

ここに，

$$\tau_{cr} = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \quad \cdots\cdots (3.2.2)$$

$$k = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad \cdots\cdots (3.2.3)$$

k　：軸方向圧縮力およびプレストレスの効果を考慮する係数

M_0　：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント（デコンプレッションモーメント）

M_d　：部材に作用する曲げモーメント

(2) 既往文献[1)]のように別途増加分を計算して追加する方法(式(3.2.4))

$$S_c = k \cdot \tau_{cr} \cdot b \cdot d + S_d \cdot \frac{M_0}{M_d} \quad \cdots\cdots (3.2.4)$$

ここに，

$$\tau_{cr} = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \text{ かつ } S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d \quad \cdots\cdots (3.2.5)$$

$$\tau_{cmax} = \frac{2}{3}\sqrt{\sigma_{ctd}(\sigma_{ctd} + \alpha\sigma_{cdm})} \quad \cdots\cdots (3.2.6)$$

$$\sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots (3.2.7)$$

$$\alpha = 0.8$$

$$\frac{M_0}{M_d} \leq 1.0$$

S_d　：部材に作用するせん断力

σ_{ctd}　：コンクリートの引張強度（N/mm²）

α　：低減係数（プレストレス効果に対する安全係数）

σ_{cdm}　：ウェブ中心位置における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度（N/mm²）

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

b_w　　：ウェブの幅（mm）

d　　：部材の有効高さ（mm）

プレストレスの効果は，導入する圧縮応力により断面の引張応力を相殺することにある。すなわち，導入する圧縮力によって，作用力によるモーメントが，いわゆるデコンプレッションモーメントに達するまで，曲げひび割れを生じさせないことができる。この現象をせん断力の観点から整理すると，プレストレスの効果によって曲げひび割れが発生するまで，せん断力の抵抗力を増加させることに相当する。そのため，プレストレスによる効果は，曲げひび割れが発生するまでに必要な作用力として与えることができる。ただし，曲げひび割れが発生するまでにコンクリートが負担するせん断力には，プレストレスの効果だけではなく，コンクリートそのもののせん断抵抗が含まれる。そのため，プレストレス単独によるせん断抵抗の効果を得るには，曲げひび割れが発生するまでに結果として得られるせん断抵抗力から，コンクリートそのもののせん断抵抗の効果を差し引く必要がある。

式(3.2.4)の右辺第 2 項は，曲げひび割れが発生するときの作用せん断力から，コンクリート単独のせん断抵抗を引いたものとなっている。つまり，せん断ひび割れに進展する曲げひび割れ位置，すなわちイニシャルクラック位置における，ひび割れが発生するときの作用せん断力[9)]

$$S_{cr}=\frac{M_{cr}}{a-\frac{d}{2}} \quad \cdots\cdots (3.2.8)$$

から，軸方向力が作用しない場合の曲げひび割れ発生までのコンクリートのせん断力負担分

$$S_{ct}=\frac{M_{ct}}{a-\frac{d}{2}} \quad \cdots\cdots (3.2.9)$$

を控除したものとなる。すなわち，プレストレスの効果による増加するせん断力は

$$S_0=S_{cr}-S_{ct}=\frac{M_{cr}-M_{ct}}{a-\frac{d}{2}}=\frac{M_0}{a-\frac{d}{2}}\cong\frac{M_0}{a}=\frac{M_0}{M_d/S_d} \quad \cdots\cdots (3.2.10)$$

となる。ここに，

M_{cr}：曲げひび割れモーメント（$=M_{ct}+M_0$）

M_{ct}：軸方向力が作用しない場合の曲げひび割れモーメント

a　：せん断支間

d　：部材の有効高さ

この考え方は，BSI･CP110-1972 式でも採用されている。

軸方向圧縮力及びプレストレスの効果には，寸法効果が存在しないことがあきらかになっている[1),10)]。したがって，(1)のk値で割り増す方法では，寸法効果を考慮したτ_{cr}をk値で割り増す形になるため，プレストレスの効果を適切に評価できないことになる。すなわち，この方法では，部材寸法が大きい場合は過小評価し，部材寸法が小さい場合は過大評価する。このため，プレストレスの効果は(2)の方法にて考慮するものとした。

3.3　ウェブせん断ひび割れを生じさせないための条件

プレストレスは，曲げによる曲げ引張応力を著しく減少させることができるが，ウェブにおける斜め引張応力の減少にはあまり有効でない。そのため，ウェブの薄いはりでは，ウェブせん断ひび割れが，曲げせん断ひび割れより先に発生することもある。よって，ウェブせん断ひび割れに対して安全であることを別途照査する必要がある[11]。なお，曲げせん断ひび割れ，ウェブせん断ひびわれは，図-3.3.1の概念のとおりである。

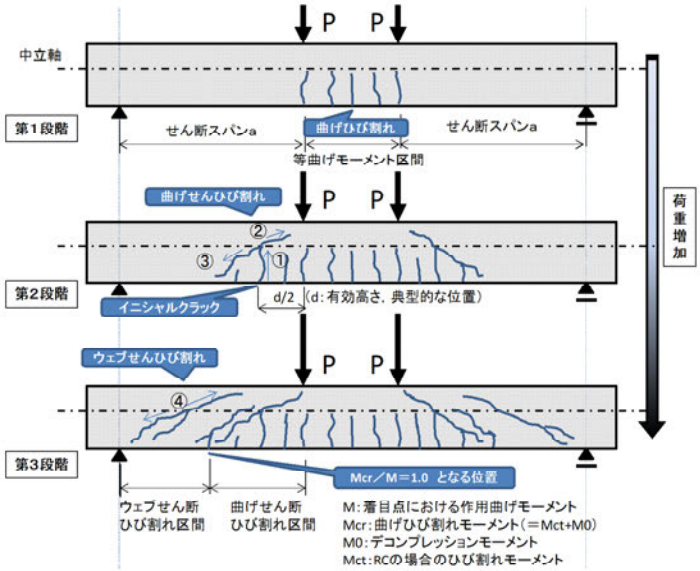


図-3.3.1　ウェブせん断ひび割れと曲げせん断ひび割れの概念
（せん断補強鉄筋を有する矩形断面はりの例：せん断スパン比3～4）

道示Ⅴ編式によるS_cは，曲げせん断ひび割れを想定した推定式であるため，曲げせん断ひび割れの発生する範囲に照査断面があること，及びウェブせん断ひび割れが先行しないことが条件となる。

具体には，

1)　曲げひび割れ区間である条件：$M_0/M_d \leq 1.0$
2)　ウェブせん断ひび割れが発生しない条件：矩形換算（ウェブ断面のみ）した断面において，ウェブの中心位置にせん断ひび割れが発生しない条件。

の二つが条件となる。なお，2)において矩形換算することは，安全側となる。以下，2)の条件について考察する。

BSI･CP110-1972，ACI318-1977によれば，S_{pd}をPC鋼材が傾斜配置されているときの有効プレストレス力の鉛直分力(N)として，ウェブせん断ひび割れが発生するせん断力V_{cw-max}は次のとおりである[2)～7)]。各国式の比較は表-3.3.1に示す。

a)　BSI･CP110-1972(BS-2004)による表記

$$V_{cw-max} = \frac{b_w \cdot I}{G} \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} + S_{pd}$$

$$= \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} + S_{pd} \quad \text{(N)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.1)$$

ここに，$I = \frac{bh^3}{12}$，$G = \frac{b}{2}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right)$

b) ACI318-1977(ACI2002)による表記

$$V_{cw-max} = 0.29 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot \sqrt{1 + 0.29 \cdot \sigma_{cdm}} + S_{pd} \quad \text{(N)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.2)$$

表-3.3.1　代表各国のウェブせん断耐力式の比較

国名	BS-2004	ACI-2002	BSI-CP110-1972
ウェブせん断ひび割れ耐力	$V_{CRd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$ $\alpha_l = \frac{l_x}{l_{pt2}}$　：プレテンション部材の場合 $= 1.0$　：ポストテンション部位の場合 $l_x \geqq l_{bd} + d$ $l_{pt2} = 1.2 \cdot l_{pt} = 1.2 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt}$ $f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$ $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,\ 0.05} / \gamma_c$	$V_{cw} = \left(3.5 \cdot \sqrt{f_{ck}'} + 0.3 \cdot f_{pc}\right) \cdot bw \cdot d + V_p$　(psi単位系) $= \left(0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}'} + 0.3 \cdot f_{pc}\right) \cdot bw \cdot d + V_p$ $V_{cw-max} = 3.5 \cdot \sqrt{f_{ck}'} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{500 \cdot A_g}}$　(psi単位系) $= 0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}'} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{1 + 0.29 \cdot f_{pc}}$	$V_{C0} = 0.67 \cdot b_w \cdot h \cdot \sqrt{(f_t)^2 + 0.8 \cdot f_{cp} \cdot f_t}$ $f_t = 0.24 \cdot \sqrt{f_{cu}'}$ $f_{cu}' = \sigma_{ck} / 0.85$ f_{cu}' ：キューピック強度
備考	矩形断面の場合 $I = \frac{b_w \cdot h^3}{12}$　，　$S = \frac{b_w \cdot h^2}{8}$ $V_{CRd,c} = \frac{2}{3} b_w \cdot h \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$ ★α_lの最小値が 0.8 となれば，CP110 の規定と同等になる $f_{ctd} = 1.0 \times 0.7 \times (0.3 \times \sigma_{ck}^{2/3}) / 1.0$ ← 5%フラクタイル値（生値） $= 0.21 \times \sigma_{ck}^{2/3}$	上記 V_{cw} の式は簡易式であり，理論解から得られる式は下記のとおり。 $V_{cw} = 3.5 \cdot \sqrt{f_{ck}'} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{3.5 \cdot \sqrt{f_{ck}'}}} + V_p$　(psi単位系) $= 0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}'} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{3.44 \cdot f_{pc}}{\sqrt{f_{ck}'}}} + V_p$	コンクリートの引張強度（係数考慮前） $f_t = 0.24 \cdot \sqrt{f_{cu}' \times \gamma m}$ $= 0.24 \cdot \sqrt{f_{cu}' \times 1.5}$ $= 0.30 \sqrt{f_{cu}'}$

このように，諸外国の基準では，せん断力が上記V_{cw-max}を超えないことを，曲げせん断ひび割れの照査とは別に照査している。しかし，道示Ⅲ編式では，便宜上，曲げせん断ひび割れの照査とウェブせん断ひび割れの照査を使い分けずに，コンクリートの負担できるせん断応力度を$k = 1 + M_0/M_d$により割り増したことに対し，上限値 2.0 を設定することで考慮することとされている。これは，上記V_{cw-max}を計算する煩雑さを避け，簡易手法として CEB-FIP1978 で提案されたものである。この上限値がない場合，ウェブせん断ひび割れが発生する区間において，コンクリートが分担するせん断力を実際の値より大きく見込む危険性があることから，CEB-FIP1978 では 2.0 を上限値としている[8]。そのため，S53 道示Ⅲ編の前身となる S42 プレストレストコンクリート道示，さらにその基となる土木学会における耐力式においては，ウェブせん断ひび割れに対する配慮として上限値が与えられたことが参考文献 9)に記述されている。

よって，道示Ⅴ編式を拡張し，プレストレスの効果を見込む場合には，ウェブせん断ひび割れが生じないことを担保する必要がある。以下では，ウェブせん断ひび割れを生じさせない方法として，プレストレスの効果に対して制限を設ける方法（道示Ⅲ編式の方法）と，直接上限値を与える方法（V_{cw-max}による方法）との比較を行った。ただし，コンクリートの圧縮強度σ_{ck}=

$40\mathrm{N/mm^2}$，鉄筋比$p_t = 1.0\%$として，桁高またはウェブ中心圧縮力を変化させて比較した。その結果を図-3.3.2，図-3.3.3に示す。図より，τ_cを直接的に割り増す手法で制限すると，特にけた高の大きい断面において，コンクリートが負担するせん断力を大幅に過小評価（ブルー・グレー着色部を見込まない評価）することがわかる。よって，提案式においては，プレストレスの割増し分に上限値を与えるのではなく，ウェブせん断ひび割れ強度τ_rの上限値を直接的に与えるものとした。また，ウェブせん断ひび割れに対する上限値として，安全側の評価となる上記ａ）の BSI･CP110-1972(BS-2004)式を適用した。

次に，CP110-1972(BS-2004)式について適用範囲を確認する。CP110式における低減係数αが 0.8 とされたのは，コンクリートの材料引張強度ばらつきに対する安全係数 1.5 の逆数の平方根相当$\sqrt{1/1.5} \cong 0.8$で平方根内の係数を同等相当にしたことからであるとされている。また，矩形以外の断面（Ｉ型，Ｔ形，箱形）に対しては，$(b_w \cdot I)/G \cong 0.8$となり上記式は安全側となるが，このような断面ではフランジとウェブの接続面で主応力が最大となり危険になることもある。このため，種々の断面で検討が行われ，ウェブ幅分の矩形断面とし図心位置で照査することで両者が相殺され誤差はないとされた[4)]。ここでは，この考え方を踏襲するものとした。

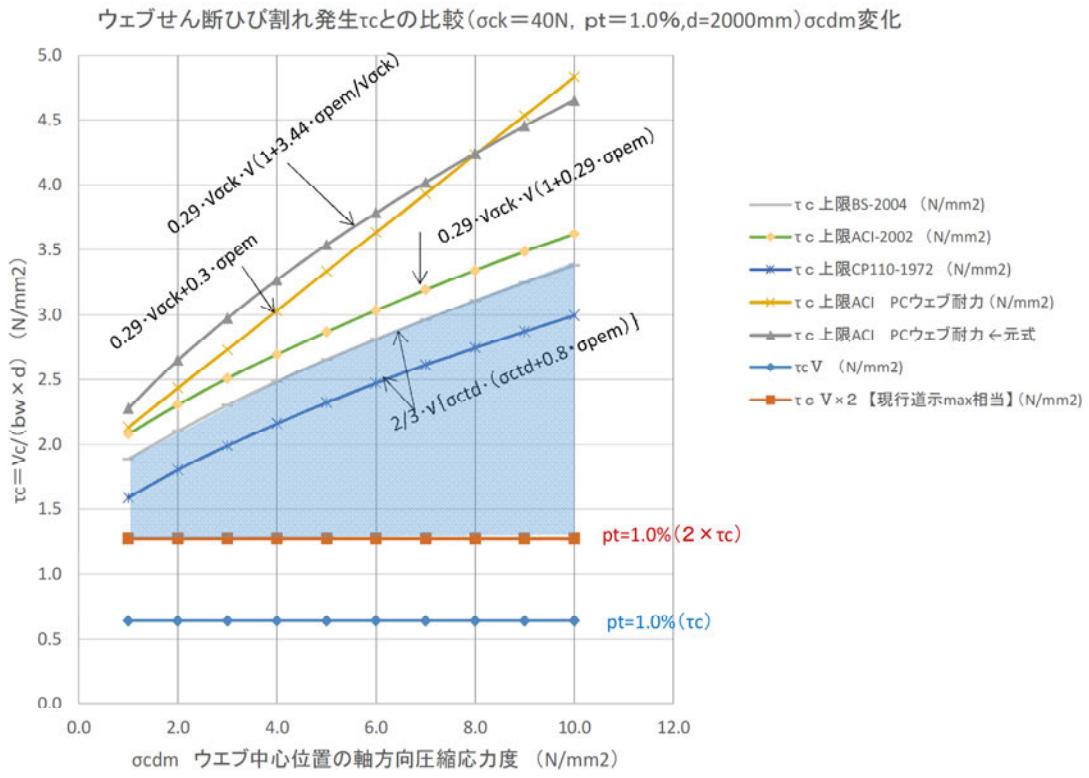


図-3.3.2　ウェブせん断ひび割れと在来補正係数ｋの比較(Ⅰ)

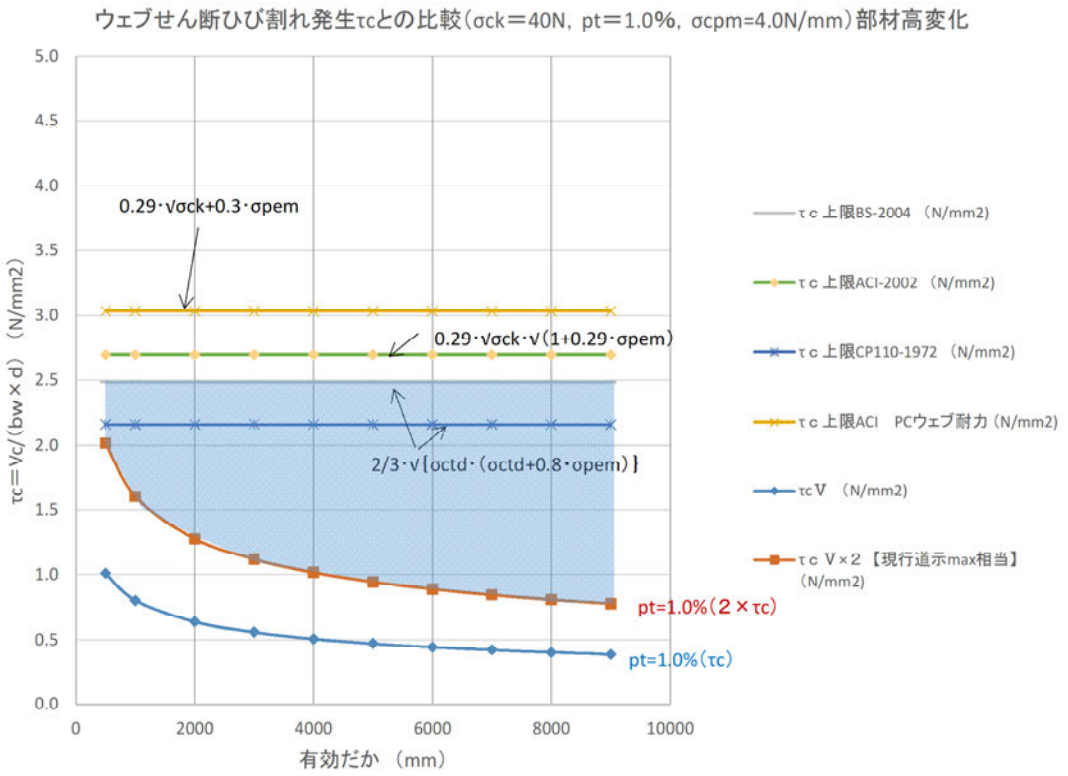


図-3.3.3　ウェブせん断ひび割れと在来補正係数ｋの比較（2）

3.4　修正トラス理論を適用するにあたる前提条件

簡素化されたモデルとなるトラス理論では，内力のつりあい条件は満足させているが，変形適合条件については考慮されていない。また，せん断力による内力は，斜めひび割れの発生と同時に，最小仕事の原理にしたがい再分配される。これにともない内力が大きく変化するが，再分配はコンクリートと鉄筋の剛度比，つまりコンクリートが受け持っていた内力を適切に分担できる鉄筋量が必要になる。また，コンクリートは鉄筋に比べて 3～20 倍の剛性をもつため，適切な鉄筋量が配置されていないと，ひび割れ発生により剛性が急変し，応力の再分配が困難になる。このため，簡素化されたモデルとなるトラス理論を適用するにあたり，前提条件である内部応力が再分配されるための適用範囲が重要となる。ここでは，それらを整理する。

修正トラス理論は，アメリカコンクリート工学会の基準（ACI318）でも採用されている。また，ヨーロッパにおいては，現在可変角トラス理論（コンクリートの負担するせん断力は累加しない）が主として用いられているが，2004 年までの標準法は修正トラス理論であった。

ACI318 に規定されるせん断耐力に関して検討を行っている参考文献 12)に，修正トラス理論に関する制約条件が示されている。この文献によれば，修正トラス理論を用いて算出されるせん断耐力は必ずしも正確ではないが十分安全な値を与えること，また，修正トラス理論は非常に単純化を行ったものであるため，次の 3 つの制限が必要になることが示されている。

1) せん断補強鉄筋が降伏した後にはりの破壊が起こるように$K \cdot p_w \cdot \sigma_{sy}$または$\tau_u$の上限値を定める必要がある。すなわち，

矩形断面　：$\tau_u \leq 8\sqrt{\sigma_c}\,(\mathrm{psi}) = 0.66\sqrt{\sigma_{ck}}\,(\mathrm{MPa})$ ····· (3.4.1)

T形断面　：$\tau_u \leq 10\sqrt{\sigma_c}\,(\mathrm{psi}) = 0.83\sqrt{\sigma_{ck}}\,(\mathrm{MPa})$ ····· (3.4.2)

2) 斜めひびわれ発生後，はり内力の再分配を可能とするために$K \cdot p_w \cdot \sigma_{sy}$の下限値を定める必要がある。すなわち，

$K \cdot p_w \cdot \sigma_{sy} \geq 60(\mathrm{psi}) \cong 0.4\,(\mathrm{MPa})$ ····· (3.4.3)

3) スターラップの降伏点が非常に大きい場合，$K \cdot p_w \cdot \sigma_{sy}$が大きくなくとも，スターラップが降伏点に達する以前に，はりの破壊が起こる。このため，スターラップの降伏点の上限を制限する必要がある。すなわち，

$\sigma_{sy} \leq 60000\,(\mathrm{psi}) \cong 400\,(\mathrm{MPa})$ ····· (3.4.4)

なお，( )内は単位系を示し，式(3.4.1)から式(3.4.4)は単位換算を示す。ここに，

σ_c　：コンクリート圧縮斜材の応力(MPa)

σ_{ck}　：コンクリート設計基準強度(MPa)

$K = (\sin\alpha \cot\theta + \cos\theta)\sin\alpha$ ····· (3.4.5)

p_w　：腹鉄筋比

σ_{sy}　：腹鉄筋の降伏強度

α　：部材軸と腹鉄筋のなす角度（鉛直スターラップの場合 90°）

θ　：斜めひび割れと部材軸とのなす角度（一般に 45° とする）

τ_u　：終局時の公称せん断応力度

H24 道示Ⅲ編における制約条件（上限値）の設定根拠は明確にされていないが，その前身である土木学会基準において，制定当時の諸外国基準をもとに種々の制限値が決められていることがうかがえる[例えば 13)]ことから，上記制限が勘案され，安全側となる，

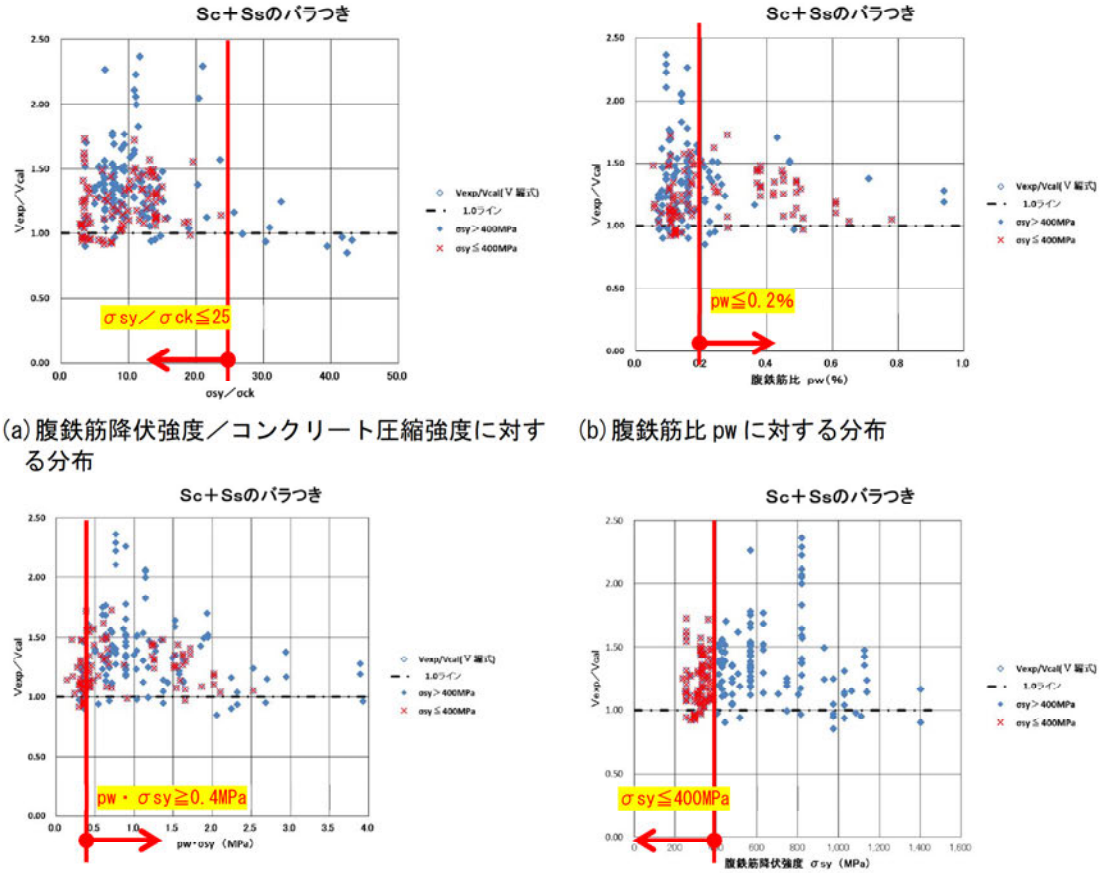
1) ウェブ圧壊耐力（トラスのコンクリート圧縮斜材の圧壊）の照査
2) 腹鉄筋比 0.2%以上（≧0.4/345×1.15＝0.13%，SD345）
3) スターラップの降伏応力度の制限　345MPa　（≦400MPa：実強度でこれを満足させるためには SD345 の適用が上限となる）

とされたものであると推察される。一方，コン示では，

1) ウェブ圧壊耐力の照査
2) 腹鉄筋比 0.15％以上
3) $\sigma_{sy} \leq 400\,(\mathrm{MPa})$，ただし$\sigma_{ck} \geq 80\,(\mathrm{MPa})$であれば$\sigma_{sy} \leq 800\,(\mathrm{MPa})$（2007 年版）
$\sigma_{sy} \leq 25\sigma_{ck}$又は$\sigma_{sy} \leq 800\,(\mathrm{MPa})$のいずれか小さい値（2012 年版）を上限

とされている。

4 章で検証を行った試験結果（スターラップを有する RC はり）を対象として，これらの制限値と推定精度との関係について確認した。この結果を，図-3.4.1 に示す。



(a)腹鉄筋降伏強度／コンクリート圧縮強度に対する分布　(b)腹鉄筋比 pw に対する分布

(c)腹鉄筋比×腹鉄筋降伏強度に対する分布　(d)腹鉄筋降伏強度に対する分布

図-3.4.1　スターラップの仕様と耐力(実験値／道示Ｖ計算値)の関係

ここで，Vexp：実験値、Vcal：道示Ｖ編式による計算値を示す

図-3.4.1 より，スターラップの降伏強度が 400MPa を超えるとばらつきが大きくなり，$p_w \geq 0.2\%$（p_w：腹鉄筋比）の領域において推定値が実験値を下回る可能性があることが確認できる。これより，一般式として道示Ｖ編式を適用するにあたり，コン示の制限値である$\sigma_{sy} \leq 25\sigma_{ck}$，腹鉄筋比 0.15%以上の場合，推定精度が低下することがわかる。道示Ⅲ編式では，この制限値よりも安全側に値が設定されている。

よって，修正トラス理論を前提とした道示Ｖ編式を適用する場合にも，少なくとも H24 道示の構造細目が必須条件であると判断される。

このほか，次の事項に対しても配慮が必要となる。

(1) せん断補強鉄筋の配置の最小間隔に対する配慮

H24 道示Ⅲ編においてもせん断補強鉄筋に対する構造細目として，最小間隔 0.75d（d は有効高さ）として定められている。これは，スターラップがせん断力に対して有効に抵抗できるように，部材に対して 45° 傾斜したせん断破壊面が生じた場合でも，少なくとも隣接するスターラップのいずれか 1 本が破断面と交差するよう決められた規定である。これは，軸方向引張鉄筋と圧縮鉄筋間（トラスの上下弦材間距離に相当）の距離を 0.75d と考えたもの

で，実験結果からも，スターラップ間隔が約 1d となると，せん断強度が減少したことからもその有効性が示されている[14]。

なお，道示では，計算上，スターラップが必要な場合は，さらに安全側に 0.5d とされている。これは，スターラップ位置のウェブの中央から発生した 45° の斜めひび割れが生じた場合においても，少なくとも隣接するスターラップのいずれか 1 本が斜めひび割れを横切るように配置するものと解釈できる。

(2) スターラップの形状

構造細目として引張鉄筋を取り囲む形状とすることが求められている。これは，引張鉄筋のジベル作用（ダウエル抵抗）を得るための条件である。引張鉄筋がスターラップで取り囲まれていない場合，引張鉄筋がせん断力を受けることによってコンクリートかぶりを引き剥がし，ジベルとして作用しなくなる[14]。渡辺は，引張鉄筋のダウエル抵抗に関して実験的検討を行っている[16),17]。検討では，斜めひび割れを模擬したスリットを入れた腹鉄筋を有する矩形供試体に対して載荷試験を行い，引張鉄筋のダウエル抵抗についてその効果を確認している。実験結果から，引張鉄筋のダウエル抵抗は，コンクリートが負担しうるせん断力の 12～17%に相当していて無視しえないものであるとしている。この値は参考文献 14)に示されている値と近しく，妥当なものと考えられる。

(3) 斜めひび割れに伴う引張鉄筋に生じる応力度の増加

トラス構造のつり合い条件からの曲げモーメントがシフトするような機構となること（シフトルール）に対する配慮（RC 構造における曲げモーメントの 1d シフト）である[15]。

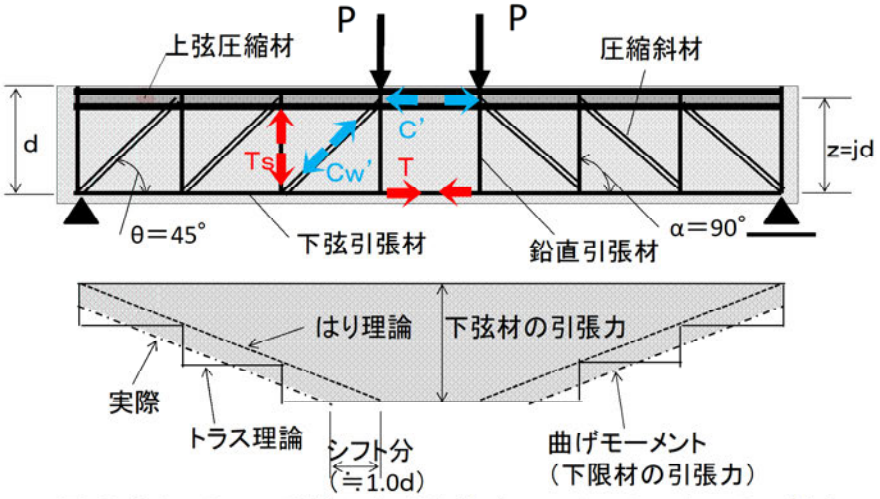


図-3.4.2　トラス理論における曲げモーメントのシフトの概念

(4) PC 部材のウェブ圧壊

ダクトがある場合においては，グラウトしないときはその径分，グラウトするときはその径の 2/3 を実際のウェブ幅から減じることが BS5400 に規定されている。この値は，レオンハルトが提案し，テイラーらによって実験が行われ検証されたものとされている[14]。

H24 道示Ⅲ編には，このことは具体に記述されていないが，P152 の解説に「ダクトが集中して配置する場合はその影響を考慮することが望ましい」に対応するものと解される。

3.5　トラス理論を適用するにあたる圧縮斜材の角度

曲げモーメント及びせん断力が断面に生じる弾性梁の中立軸位置における主応力の角度は 45° であり，ひび割れの角度もこの方向と一致し 45° となる。脆性的な性質をもつコンクリートのひび割れの進行は，部材内部で応力再分配が生じる中立軸付近より下の区間ではほぼ直線的になる(図-3.5.1)。

鈴木ら[18]は，単純支持の 2 点載荷はり既往 54 体[19]に対して調査し，中立軸より下のひび割れの角度θ_1は，変動係数 12.2%の範囲で平均 44.5° であったことを報告している。よって，ひび割れが発生する初期段階では，その平均角度を 45° と仮定して問題ないと判断できる。

一方，中立軸より上側でコンクリートの軸方向圧縮域に対しては，圧縮応力が卓越した一軸応力状態に近い状態となることから応力の再分配が少なく，ひび割れの角度θ_2は 45° より小さくなり，水平方向に近い角度となってくる。

トラス理論では，便宜上ひび割れを 1 本の直線でモデル化するが，直線の始点と終点を圧縮域の中心と引張主鉄筋の位置とすれば，その角度θは少なくとも 45° 以下となり，最大値を 45° と仮定して問題ないことと考えられる。

なお，ひび割れを折れ線でモデル化した場合でも，塑性理論の上界定理，すなわち破壊時の運動機構のつり合いに基づいた推定式による検討より，直線でモデル化した場合との差は 5%未満であり，実用上，1 本の直線でモデル化しても問題がないことも示されている[18]。

以上より，トラス理論を用いる場合における圧縮斜材の角度の最大値を 45° と仮定しておけば，安全側となることがいえる。このため，せん断補強鉄筋が負担するせん断力の最大値を 45° としたトラス理論を適用する。

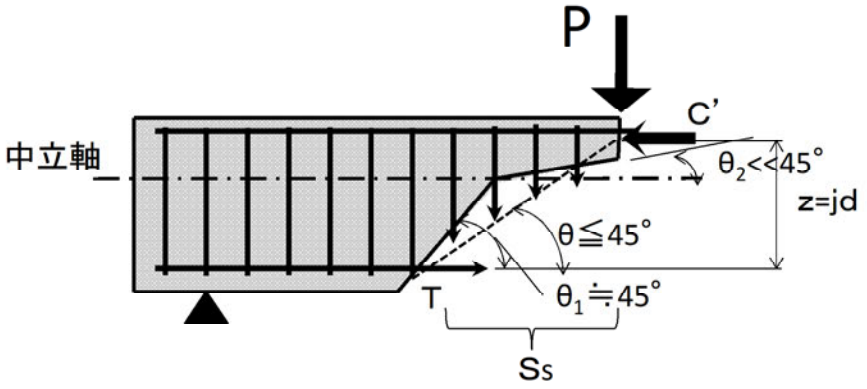


図-3.5.1　ひび割れ角度

3.6　スターラップ量の上限値

修正トラス理論においては，スターラップが降伏する前提でせん断耐力が算出されるが，スターラップが大量に配置されると，スターラップが降伏する前にウェブコンクリートが圧縮破壊し，耐力を過大評価することになる。ここでは，スターラップが先行して降伏するための条件を整理する。

トラス理論では，図-3.6.1 のようなつり合いを仮定している。これより，鉛直方向のつり合いを考えると式(3.6.1)が成立する。

$$S_{cw} = \sigma_c \cdot \sin\gamma \cdot b_w \cdot d' / \cos\gamma$$
$$= \sigma_c \cdot \sin\gamma \cdot b_w \cdot z \cdot (\cot\gamma + \cot\theta) \cdot \sin\gamma$$
$$= \sigma_c \cdot b_w \cdot \frac{d}{1.15} \cdot (\cot\gamma + \cot\theta) \cdot (\sin\gamma)^2 \quad \cdots\cdots (3.6.1)$$

ここで，

S_{cw}　：ウェブに作用するせん断力

b_w　：ウェブの幅

d　：部材の有効高さ

θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

γ　：ひび割れが部材軸となす角度

a　：せん断補強鉄筋の水平方向の間隔

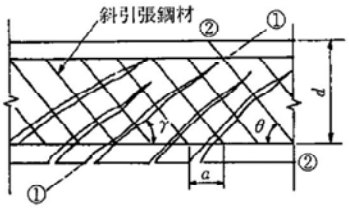
A_w　：1 組のせん断補強鉄筋の断面積

σ_{sy}　：せん断補強鉄筋の降伏点強度

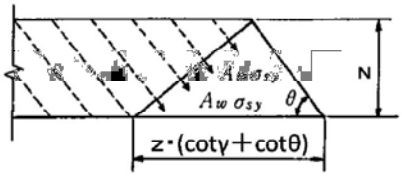
d'　：ウェブの高さ

σ_c　：圧縮斜材の応力

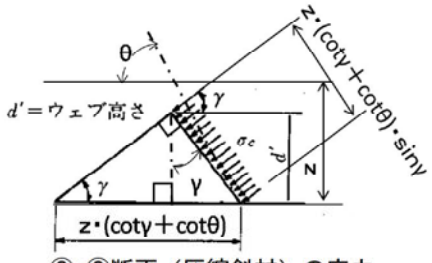
z　：圧縮合力と引張合力間距離



RC はりの配筋とせん断ひび割れ



①-①断面の力（引張斜材）



②-②断面（圧縮斜材）の応力

図-3.6.1　トラス理論におけるつり合い条件（参考文献 20）より引用，加筆修正）

ここで，図-3.6.2のように，せん断補強鉄筋を多く配置すると，せん断補強鉄筋が降伏する前にウェブコンクリートが圧壊し，耐力が頭打ちとなる。このため，せん断補強鉄筋量の上限値を規定する必要があることがわかる。

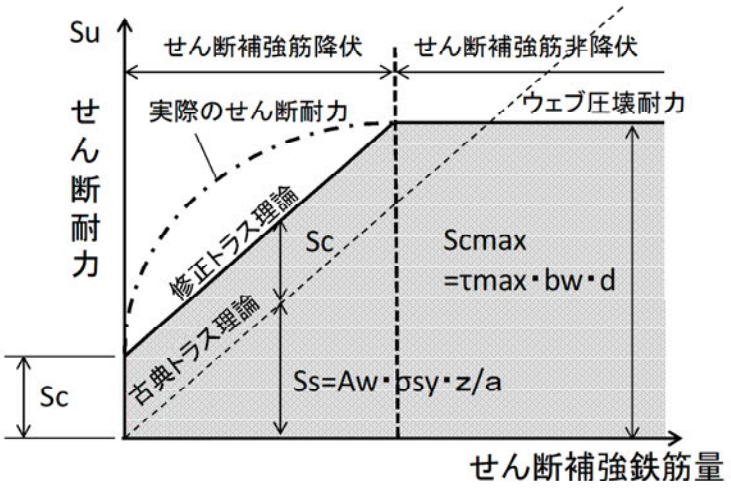


図-3.6.2　せん断耐力とスターラップ量（参考文献25）を基に作成）

いま，ひび割れ角度は一般に45°となるので式(3.6.1)は，つぎのとおり簡素化される。

$$S_{cw}=\sigma_c \cdot b_w \cdot \frac{d}{1.15} \cdot (\cot\gamma + \cot\theta) \cdot \frac{1}{2} \cdots\cdots (3.6.2)$$

$$\cong 0.4 b_w \sigma_c d(1+\cot\theta)$$

よって，

$$\tau_m = \frac{S_{cw}}{b_w d} \cong 0.4\sigma_c(1+\cot\theta) \cdots\cdots (3.6.3)$$

鉛直スラーラップを用いると$\theta = 90°$となり上記τ_mが最低値を与えることから，

$$\tau_{max} = 0.4\sigma_c \cdots\cdots (3.6.4)$$

となる。

一方，圧壊の基点となるコンクリートの限界値については，圧縮強度の1/2としている。これは，スターラップの引張力が作用した組み合わせ応力下での圧縮を考えることになるため，通常の一軸圧縮強度よりも大幅に強度が低下することを考慮している(図-3.6.3)。組み合わせ応力下での圧縮強度について，CEB-FIP1990[28]にその関係式が示されている。

$$f'_{cd} = 0.6\left(1-\frac{f'_{ck}}{250}\right) f_{cd} \cdots\cdots (3.6.5)$$

ここに，

f_{cd}　：設計圧縮強度（$f_{cd}=f'_{ck}/\gamma_c$，$\gamma_c=1.5$；材料係数）

$f'_{ck}(=\sigma_{ck})$　：設計基準強度

f'_{cd}　：補正された設計圧縮強度

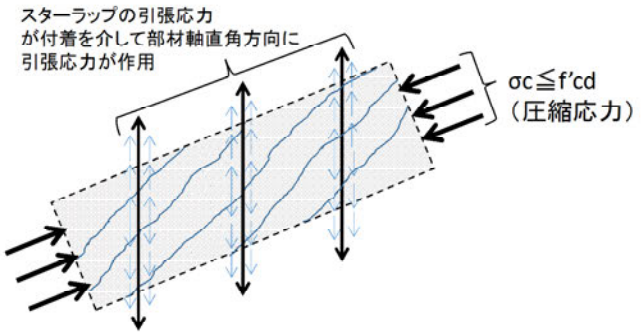


図-3.6.3　圧縮斜材の応力状態の概念
（参考文献 28）を基に作成）

式(3.6.4)の右辺σ_cに，式(3.6.5)のf'_{cd}を代入すれば，式(3.6.6)が得られ，これがウェブ圧壊に対するせん断応力度の上限値τ_{max}となる。

$$\tau_{max} = 0.4 \cdot \sigma_c = 0.4 \cdot 0.6\left(1 - \frac{f'_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f'_{ck}}{\gamma_c}$$

$$= 0.4 \cdot \sigma_{ck}/1.5 \cdot 0.6\left(1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.6.6)$$

ここに，γ_c：コンクリートの部分安全係数(=1.5)

いま，設計基準強度を 40MPa とした場合，$0.6 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot (1 - 0.16) = 0.6 \times 0.84 = 0.50$ となるので，式(3.6.7)と整理できる。

$$\tau_{max} = 0.4 f'_{ck}/2 \times 2/3 \qquad (3.6.7)$$

H24 道示では，$\tau_{max} = 0.4\sigma_{ck}/3$ ≦6MPa が破壊基準値となっている。これより，$\tau_{max} = (0.4\sigma_{ck}/2) \times 2/3$と変形すると，式(3.6.7)に一致する。

さらに，道示Ⅲの値と式(3.6.6)と道示の値を比較すると図-3.6.4 のとおりとなり，σ_{ck}＝24～60MPa の全域で，若干安全側に設定されていることがわかる。よって，この考え方を踏襲するものとする。

なお，ウェブ圧壊耐力式（鉛直スターラップを配置した場合）の各機関の推定式や研究者の提案式は，表-3.6.1 のようになっている。道示Ⅲでは，CEB-FIP1978 式ほかに対して安全側に設定されたことが参考文献 27)に示されており，上述に示した CEB-FIP1990 から導いたものにも合致している。

つぎに，最大スターラップ量p_{wmax}をウェブ圧壊耐力式から試算してみる。

最大スターラップ量は，ウェブ圧壊からコンクリート負担分の差から算出され，$\tau_{cmax} \times b_w \times d \leq S_c + S_s \tau_{cmax} \times b_w \times d \leq S_c + S_s$ より

$$\tau_{max} \times b_w \times d = \tau_c \times bw \times d + \frac{1}{1.15} \times p_{wmax} \times b_w \times d \times \sigma_{sy} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.6.8)$$

$$p_{wmax} = 1.15 \times (\tau_{cmax} - \tau_c)/\sigma_{sy} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.6.9)$$

で計算されることとなる。これより，コンクリートの強度によるが，最大でも 2%程度以下とする必要があることがわかる（図-3.6.5）。たとえば，部材厚 400mm（ウェブ幅）で D25 のスターラップ 1 組を 125mm ピッチで配置した場合の鉄筋量は，$p_w = 2 \times 506.7/(400 \times 125) = 2.03\%$が上限値相当となる。

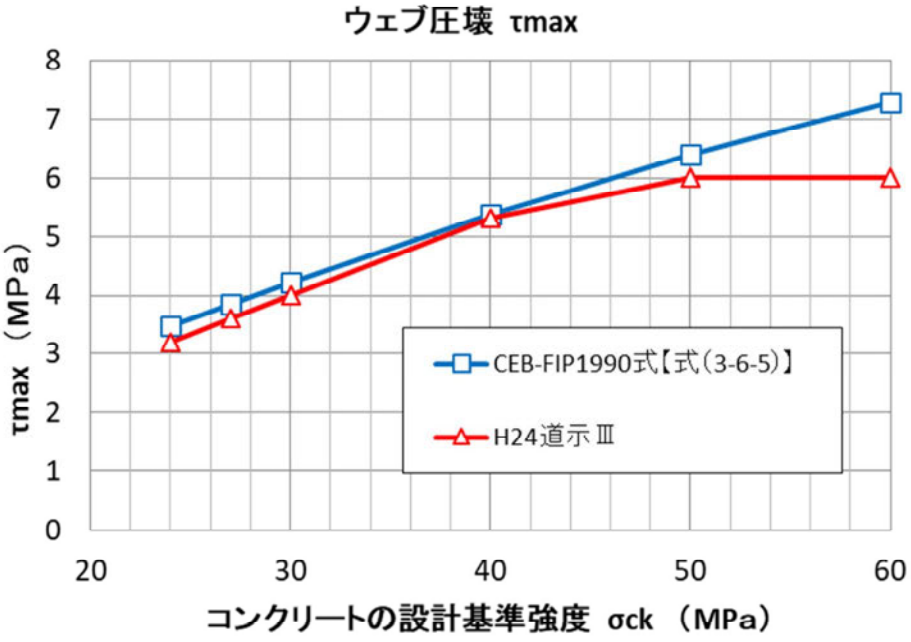


図 3.6.4　ウェブ圧壊せん断応力 τ_{max} と設計基準強度 σ_{ck} の関係

表-3.6.1　ウェブ圧壊耐力式一覧

	ウェブ圧壊耐力式	参考文献番号
道示Ⅲ　S53	$S_{cmax} = \tau_{max} \cdot b_w \cdot d$ $\tau_{max} = 0.4 \cdot \sigma_{ck}/3.0 \quad \leq 6(\mathrm{MPa})$	20)
PC コン示 S53	$S_{cmax} = 0.2 \cdot \sigma_{ck} \cdot b_w \cdot d$	21)
コン示　S61	$S_{cmax} = 1.25 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\gamma_b = 1.3$	22)
CEB-FIP1978	$S_{cmax} = 0.3 \cdot \sigma_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\alpha$	23)
岡村	$S_{cmax} = 0.24 \cdot \sigma_{ck} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\gamma_b = 1.3$	24)
二羽	$S_{cmax} = 0.3 \cdot \sigma_{ck} \cdot b_w \cdot d$	25)
レオンハルト	$S_{cmax} = \tau_{0U} \cdot b_w \cdot d$ $\tau_{0U} = 0.36 \cdot \sigma_{ck}$	26)

σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度(MPa)，b_w：ウェブ幅(mm)，d：有効高(mm)，α：斜めひび割れ角度（圧縮斜材角），道示Ⅲ：道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編，ＰＣコン示：プレストレストコンクリート標準示方書，コン示：コンクリート標準示方書

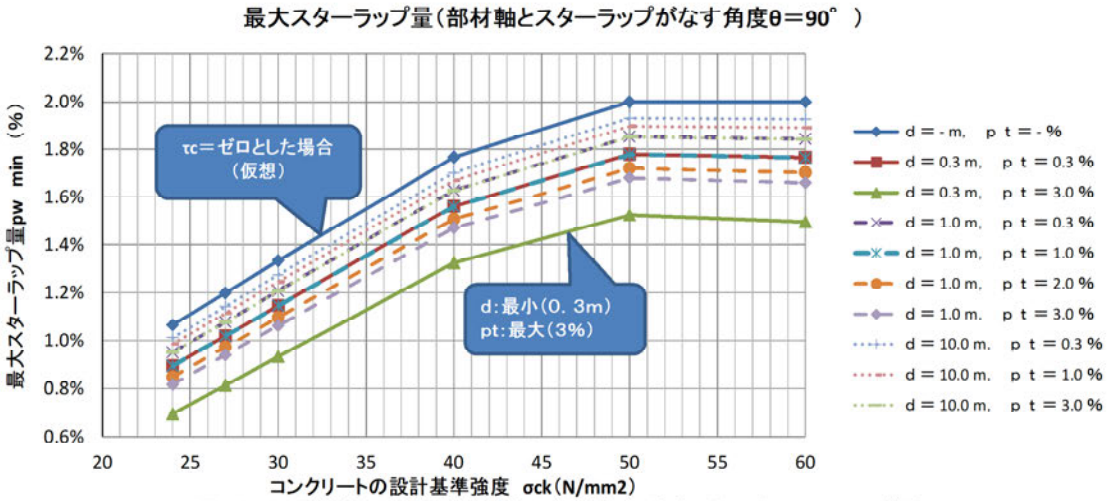


図-3.6.5　ウェブ圧壊耐力から算出されるスターラップ量

3.7　軸方向引張鉄筋比に対する補正 C_{pt} の適用の範囲

道示Ⅴ編式のばらつきを評価する上で対象とした実験データは，せん断補強鉄筋を用いない供試体による実験データであり，その供試体の鉄筋比p_tの範囲は，0.14%～2.84%である。この実験データ(図-4.3.1(c))によれば，p_tの範囲が比較的大きい場合においても，概ね実験値と計算値の相関が得られていることがわかっている。しかし，道示Ⅴ編式におけるS_cの算出では，p_tの上限値が 1%と設定されている。また，コン示におけるp_tの上限値は 3%とされており，道示Ⅴ編と異なる上限値が設定されている。両基準ともに実験によりその効果の上限が確認されているものではないが，表-3.7.1 に示すとおり設計の思想や工学的な観点から設定されている。

コンクリート上部構造においては，箱桁橋の場合に道示Ⅲ編に規定する最小鉄筋量を満足するように配置した場合に引張鋼材比が 1%を超える場合があることや，RC 中空床版橋の場合に曲げに必要となる鉄筋を配置すると 3%を超えることなどもありうる。

よって，実務上の便，そしてこれまでの設計実績から，式(2.3.9)における軸方向引張鉄筋比の上限値はコン示に示されている参考文献で示されている3%とする。また，最小鉄筋量は，実験で確認されている程度の 0.1%で制限することとする。

表-3.7.1　引張鋼材比による効果(補正係数)の上限値と設定理由

	道示Ⅴ編	コンクリート標準示方書
上限値	1%（c_{pt}=1.5）	3%程度（β_p=1.5（換算:c_{pt}=2.2））
設定理由	コンクリートが負担するせん断耐力を増加させるために軸方向鉄筋比を増加させることは，必ずしも好ましくないため[20]。	・引張鋼材にはひび割れ幅拡大抑制による骨材のかみ合わせ作用や鉄筋のほぞ作用を期待している。 ・箱桁等の場合，ウェブから遠く離れた位置の軸方向鉄筋のほぞ作用による効果が期待できないため，二羽らの論文[30]から引用し，3%以下としている。 ・岡村らの提案式[31]にて，引張鋼材比 3%以上の場合に危険側になる傾向となったことから，3%を頭打ちにして評価式の検証を行っている。

3.8　部材の寸法効果補正 C_e の適用の範囲

寸法の増加に伴いせん断耐力は低下することから，道示Ⅴ編では，土木研究所における大型鉄筋コンクリートはりのせん断載荷試験結果や過去の実験結果等を参考に，コン示（2007 年版）の寸法効果の乗数は異なるものの，寸法効果を考慮する係数を規定している。

道示各編およびコンクリート標準示方書の寸法効果の係数の範囲は表-3.8.1 に示す。表より，道示Ⅳ編では有効高を 300mm～10,000mm，道示Ⅴ編では 1,000mm～10,000mm にて上下限値を定めている。一方，コンクリート標準示方書では係数の上限値 1.5 としているが，下限値は明示していない。

表-3.8.1　寸法効果（補正係数）の上限値および下限値

	道示Ⅳ編	道示Ⅴ編	コン示
上限値	1.4（　300mm）	1.0（ 1,000mm）	1.5（　198mm）
下限値	0.5（10,000mm）	0.5（10,000mm）	－

※（ ）内は対応する有効高（mm）を示す。

コンクリート上部構造には，横桁などのように部材高が 300～400mm 程度の小さい部材もあることから，有効高はできるだけ小さく設定しておくことが望ましい。しかし，本評価式は有効高が小さい場合にはその効果が敏感に耐力に現れる。このため，今回確認した実験データにおける供試体桁高の下限値相当である 300mm を桁高の下限値とする。この場合，道示Ⅳ編の補正係数の上限値は 1.4（有効高 300mm）となる。

また，補正係数の下限値としては，実物スケールでの供試体を用いた実験が現実ではなく，その効果が直接的に確認できないこと，有効高が高くなるにつれて，その効果が鈍感になることなどから，道示Ⅴ編・Ⅳ編に準じて補正係数 0.5（有効高 10m）を下限値とする。

よって，提案式における桁高の範囲は，300～10,000mm 程度となる。

3.9 提案式

以上より，本研究においてせん断耐力を推定する提案式は，

$$S_u = S_c + S_s + S_p \quad \cdots\cdots (3.9.1)$$

となる。S_c，S_s，S_pについては，以下の 1)～3)の通り。

(1) S_c

$$S_c = k_c \tau_{cr} b_w d + \frac{M_0}{M_d} S_d \quad \cdots\cdots (3.9.2)$$

ただし，

$$\frac{M_0}{M_d} \leq 1.0 \text{ かつ } S_{cr} \leq S_{cmax} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{\sigma_{ctd}(\sigma_{ctd} + \alpha \sigma_{cdm})} \quad \cdots\cdots (3.9.3)$$

ここで，

k_c　：評価式の補正係数

b_w　：部材断面のウェブ厚(mm)

d　：部材断面の有効高(mm)

M_d　：部材断面に発生する曲げモーメント(N･mm)

M_0　：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント(N･mm)

S_d　：部材断面に発生するせん断力(N)

$$\sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots (3.9.4)$$

$$\alpha = 0.8$$

σ_{cdm}　：ウェブ中心位置における有効プレストレスによるコンクリートの軸方向圧縮応力度

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

τ_{cr}　：コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm^2)で，有効高，軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比，繰り返し作用，せん断スパン比の影響を考慮し，式(3.9.5)により算出する。

$$\tau_{cr} = \tau_c c_e c_{pt} c_{dc} c_c \quad \cdots\cdots (3.9.5)$$

ここで，

$$\tau_c = 0.453 \times (24/\sigma_{ck})^{\frac{1}{3}}/1.3 \quad \cdots\cdots (3.9.6)$$

c_e　：部材断面の有効高dに関する補正係数で式(3.9.7)による。

$$c_e = d^{-0.33} \quad \cdots\cdots (3.9.7)$$

c_{pt}　：軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数で式(3.9.8)による。

$$c_{pt} = (0.3/p_t)^{\frac{1}{3}} \quad \cdots\cdots (3.9.8)$$

c_{dc}　：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数で，桁

構造では 1.0 を標準とする。

c_c　：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で，塑性化を期待しない部材では 1.0 を標準とする。

(2) S_s

$$S_s = c_{ds} k_s \Sigma \frac{A_w \sigma_{sy} d(\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \quad \cdots\cdots (3.9.9)$$

ここで，

c_{ds}　：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数であり，桁構造では 1.0 を標準とする。

k_s　：評価式の補正係数

A_w　：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積(mm²)

σ_{sy}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値(N/mm²)。ただし，鉄筋の降伏強度の特性値が 345N/mm² を超える場合には 345N/mm² とすることを標準とする。

d　：部材断面の有効高(mm)

a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

(3) S_p

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin\alpha \quad \cdots\cdots (3.9.10)$$

ここで，

A_p　：部材断面における PC 鋼材の断面積(mm²)

σ_{pe}　：部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度(N/mm²)

α　：PC 鋼材が部材軸となす角度

なお，道示Ⅲ編式の斜引張破壊に対する耐力における PC 鋼材の引張力のせん断作用方向の分力S_pは，部材の軸方向に配置されている PC 鋼材の有効プレストレス力のせん断方向の分力として理論的（幾何学的）に見込めるため，提案式においてもこれを考慮できるものとした。

本提案式は，RC 構造と PC 構造および PRC 構造に区分なく適用が可能となる。なお，実験から導かれた下限式（τ_{cr}），および理論的に決められた式でも式を用いるときの仮定で最低値を与えるようにされているもの（S_s：トラスの角度を最低値である 45° としている）は，平均値への換算として補正係数k_c, k_sを用いて変換するものとしている。なお，つり合い条件や幾何学条件から理論的に決められた式（$\frac{M_0}{M_d} S_d$，S_{cmax}，S_p）による算定値は，平均値を示すものとして扱うこととしている。なお，平均式への変換のための補正係数は，4 章の確からしさの評価により決定される。

3章　参考文献

1)　共同研究報告書 138 号，高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書 - 高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針（案）－平成 7 年 11 月，建設省土木研究所材料施工部コンクリート研究室・（社）プレストレストコンクリート建設業協会

2)　田辺，檜貝，梅原，二羽著；コンクリート構造，朝倉書店，PP. 133-136，1992 年

3)　土木学会；コンクリートライブラリー第 44 号，プレストレストコンクリート標準示方書解説資料（8. せん断関する設計，PP. 69-76，猪股著），1979 年

4)　F・ソーコ（岡田清+小林和夫　監訳）；プレストレストコンクリート［1］基礎編，鹿島出版会，PP. 33-42，1982 年

5)　L. A. Clark 著，関西道路研究会コンクリート橋専門委員会訳：新しい英国基準 BS5400 によるコンクリート橋の設計，国民科学社，PP. 122-126，1984 年

6)　猪熊康夫，本間淳史著：PC 橋のせん断設計に関する調査検討，プレストレストコンクリート，Vol. 42，No. 1，PP. 90-100，2000 年

7)　プレストレストコンクリート橋の海外との技術比較に関する調査研究委員会著：プレストレストコンクリート橋の海外との技術比較に関する調査研究（その１），プレストレストコンクリート，Vol. 47，No. 5，PP. 54-63，2005 年

8)　猪股俊司著；プレストレストコンクリートの設計・施工，技報堂出版，PP. 132-143，1979 年

9)　渡辺明，藤井学，小林和夫著：新体系土木工学 34 プレストレストコンクリートの力学，技報堂出版，PP. 65-66，P. 70，1981 年

10) 渡辺博志，河野広隆，府内洋一，田中政章；高強度プレテンション PC はり部材のせん断ひび割れ強度に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 17，No. 2，PP. 673-678，1995 年

11) 檜貝勇：鉄筋コンクリート部材の諸性状（その４）―せん断一般―，コンクリートライブラリー第 34 号　鉄筋コンクリート終局強度理論の参考，土木学会，PP. 23-30，1972 年

12) 檜貝勇：鉄筋コンクリート部材の諸性状（その５）―アメリカにおけるせん断の研究―，コンクリートライブラリー第 34 号鉄筋コンクリート終局強度理論の参考，土木学会，P. 33，1972 年

13) 猪股俊司著：土木学会監修　プレストレストコンクリートの設計および施工，技報堂，1957. 11，11 章 PP. 563-580

14) L. A. Clark 著，関西道路研究会コンクリート橋専門委員会訳：新しい英国基準 BS5400 によるコンクリート橋の設計，国民科学社，PP. 114-115，PP. 127-128，1984 年

15) 岡村甫著：コンクリート構造の限界状態設計法［第 2 版］，共立出版，PP. 89-90，1984 年

16) 渡辺博志：正負交番荷重が作用する道路用鉄筋コンクリート棒部材および隅角部のせん断強度に関する実験的研究，博士論文，京都大学，PP. 51-57，2007 年

17) 渡辺博志，河野広隆，田中良樹：主鉄筋のダウエル強度に及ぼすスターラップの影響，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集Ⅴ-301，PP. 602-603，1999 年

18) 鈴木基行，姜錫和，尾坂芳夫：せん断補強筋を有する鉄筋コンクリートばりのせん断耐力評価に関する解析的研究，土木学会論文集第 426 号，PP. 111-120，1991 年

19) 土木研究所：鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集，土木研究所資料第 2045 号，1984 年

20) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，昭和 60 年 10 月，PP. 76-77

21) 土木学会：昭和 53 制定プレストレストコンクリート標準示方書，P. 41，1979 年

22) 土木学会：昭和 61 年制定コンクリート標準示方書，P. 52，1986 年

23) 渡辺明，藤井学，小林和夫著：新体系土木工学 34 プレストレストコンクリートの力学，技報堂出版，P. 74，1981 年

24) 岡村甫著：コンクリート構造の限界状態設計法[第 2 版]，共立出版，PP. 88-89，1984 年

25) 二羽淳一郎著：コンクリート構造の基礎，数理工学社，PP. 80-83，2006 年

26) F・レオンハルト：コンクリート構造物におけるせん断に関する諸問題（下），橋梁と基礎，Vol. 11，No. 5，PP. 1-7，1977

27) 山本善行：Ⅲコンクリート橋編―コンクリートげたのせん断に対する設計―，土木技術資料，22-5，PP. 252-255，1980 年

28) Thomas Telford：CEB‐FIP MODEL CODE 1990 DESIGN CODE COMITE EURO - INTERNATIONAL DU BETON，6. 2. 2. 2(P. 148-149)，6. 3. 3. 2(PP. 155-156)，1993

29) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅴ 耐震設計編，2012 年

30) 二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No. 372/V-5，PP. 167-176，1986 年

31) Okamura, H. and Higai, T. : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. Of JSCE, No. 300, PP. 131-141，1980 年

4章　推定式の確からしさの評価

4.1　確からしさの評価方法

3章で提案した推定式の推定精度について，既往データとの比較からその確からしさを評価する。実務上，多くの部材にはせん断補強鉄筋が配置されていることから，せん断補強鉄筋がある場合の耐荷力であるS_c+S_sによりせん断耐力の推定精度を評価し，平均化のための補正値を確定させる。その上で，せん断補強鉄筋がない場合のコンクリートが負担できるせん断力S_cの評価を行う。なお，プレストレス分力S_pを含む場合には，S_pが作用側の要因として与えられることから，理論上の分力であるS_pを除き，S_c+S_sの評価を行っている。また，断面形状の違い（T形，矩形）については，別途整理し比較を行っている。以下，b_wは部材断面のウェブ厚，dは有効高とする。

4.2　S_c+S_sの評価

(1) 鉄筋コンクリート構造

ここでは，せん断補強鉄筋を有するRC矩形断面に対して，修正トラス理論として，S_cの下限式，S_sの下限式を用いて式S_c+S_sにより計算したものと，既往実験供試体結果と比較することでその確からしさを評価する。また，その結果をもって，評価式を平均値とするためのパラメータ（3.9提案式で示されるk_c及びk_s）を定めることとする。なお，ここでは，S_cとS_sを個別に評価せず，その和であるS_c+S_sをせん断耐力の推定値としてその確からしさを評価する。修正トラス理論では，せん断補強鉄筋が降伏すると仮定したトラス理論によるせん断補強鉄筋の負担分S_sに対し，せん断補強鉄筋が無い場合のせん断耐力S_cを補正項として加算することで，全体のせん断耐力を近しく評価できるという実験事実に基づき，それらを累加する。すなわち，せん断補強鉄筋がある場合のせん断耐力については，メカニズムの異なるS_cを算術的に加算しているにすぎないことから，両者の負担分の和としての値を評価対象とした。ここでは，S_cとS_sを下限式（在来の式）で算出し累加したものと実験結果を比較し，その平均値から，下限式から平均式に変換するための係数k_cとk_sを決定する。なお，この考え方に基づけば，k_cとk_sによる差はなく，$k_c=k_s$として取り扱うこととなる。

推定式と対比する実験データは，土木研究所資料第4044号[1)]で整理された国内外の既往実験219体の結果を用いた。実験データは以下の1)から7)に従い，その分布は図-4.2.1のとおりである。

1) せん断破壊に至ったもの（曲げ破壊先行型は含まない）
2) 矩形断面を有するもの
3) 軸力を作用させていないもの
4) 一点もしくは二点集中静的単調載荷を行ったもの（逆対称載荷，正負交番載荷は含まない）
5) コンクリート圧縮強度16～124MPa，せん断補強鉄筋降伏強度237～1403MPa
6) 引張鉄筋比0.76～5.13%，せん断補強鉄筋比0.06～0.94%
7) 有効高さ183～1200mm，せん断スパン比2.3～5.0

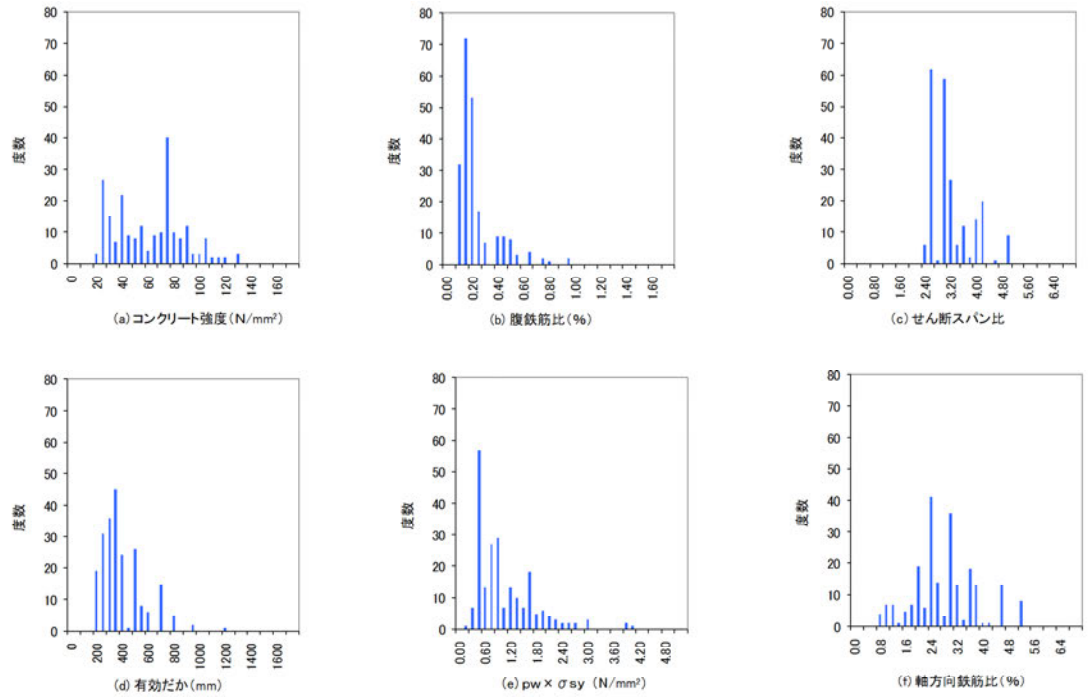


図-4.2.1　Sc+Ss 式の評価に用いた供試体の仕様分布

推定式による計算値と実験値の比較結果を図-4.2.2 に示している。これより，$S_c + S_s$に対して，実験値と計算値との比は 0.9～2.4 に分布しており，バイアス 1.299，標準偏差 0.270，変動係数 0.208 であることがわかる。また，図-4.2.3 に，S_cを道示Ⅴ編式とした場合と道示Ⅲ編式とした場合の実験値と計算値の比について，横軸を有効高，軸方向鉄筋比，せん断スパン比，せん断補強鉄筋比とした場合の分布状況を示した。これより，道示Ⅴ編式は，どのパラメータにおいても，精度よくせん断耐力が評価できていることがわかる。なお，バイアスが 1.299 であることから，下限式から平均式への変換係数は$k_c = k_s = 1.3$とできる。これより，実験値と計算値の比における 5%フラクタイル値は，バイアスを改めて$1.299/1.3 = 0.999$として，$0.999(1 - 1.64 \times 0.208) = 0.658$となる。

また，土木研究所資料第 4044 号[1)]で検討された各国のせん断耐荷力推定式と今回検討した道示Ⅴ編式による精度（実験値／推定値）は表-4.2.1 のようになる。これより，各国の推定式と比較しても十分な精度を有することがわかる。なお，本分析に用いた既往実験のデータの詳細については，“巻末資料”に示している。

表-4.2.1　各国のせん断耐荷力推定式と道示Ⅴ編式　実験値／計算値

	バイアス	変動係数	備考
道示Ⅴ編式	1.30	20.8%	修正トラス理論
道示Ⅲ編式　※	1.93	27.3%	修正トラス理論
コン示式　※	1.28	21.1%	修正トラス理論
EN1992-1-1 式　※	1.34	43.3%	可変角トラス理論
ACI318 式　※	1.24	23.6%	修正トラス理論
AASHTO LRFD 式　※	1.09	20.7%	修正圧縮場理論

※印部は土研資料 4044 号[1)]で計算された値である。

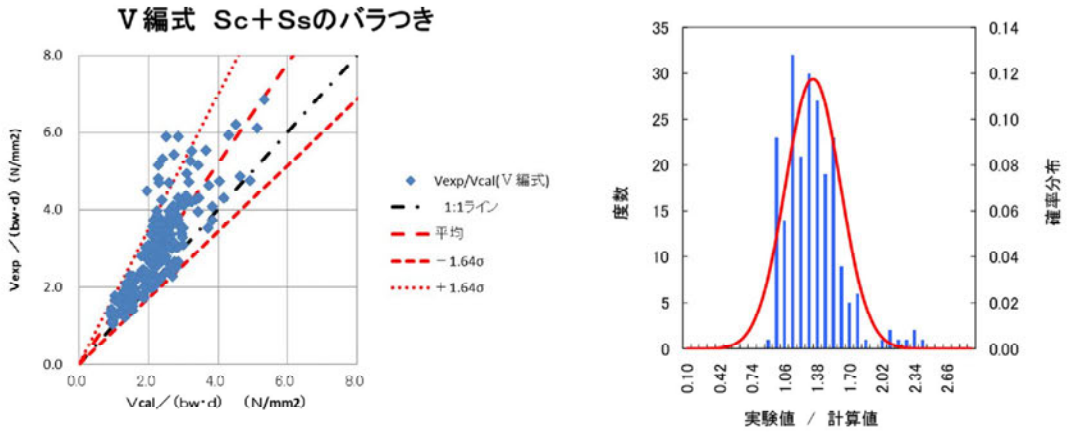
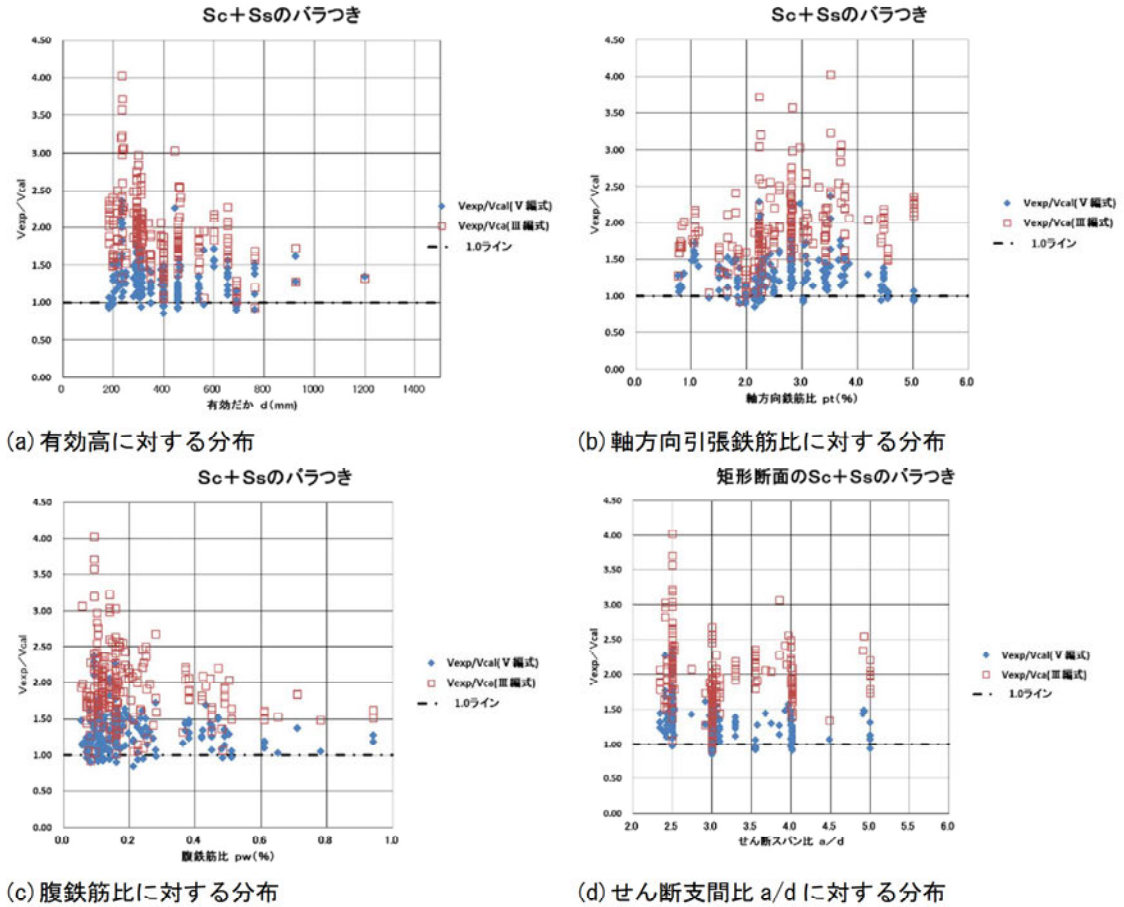


図-4.2.2　Ｖ編式を用いた場合の Sc+Ss 式のばらつき



(a) 有効高に対する分布

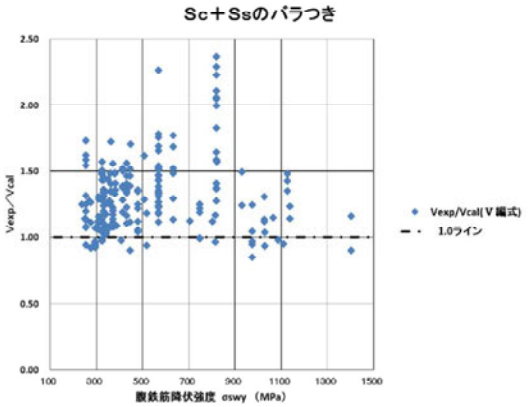
(b) 軸方向引張鉄筋比に対する分布

(c) 腹鉄筋比に対する分布

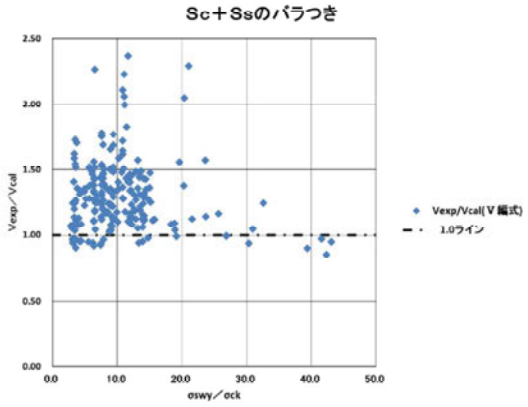
(d) せん断支間比 a/d に対する分布

図-4.2.3　各種パラメータ毎の実験値／計算値(道示Ⅲ・Ⅴ)のばらつき

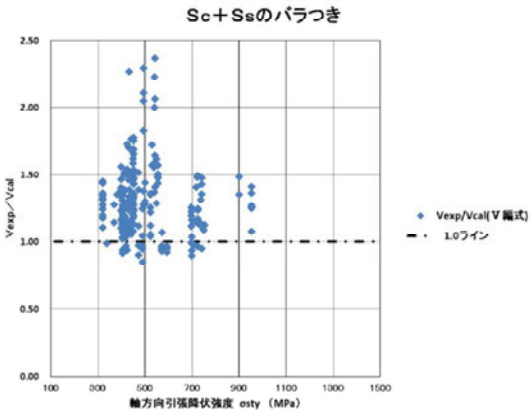
ここで，Vexp：実験値，Vcal：道示式(Ⅴ編またはⅢ編)による計算値を示す。



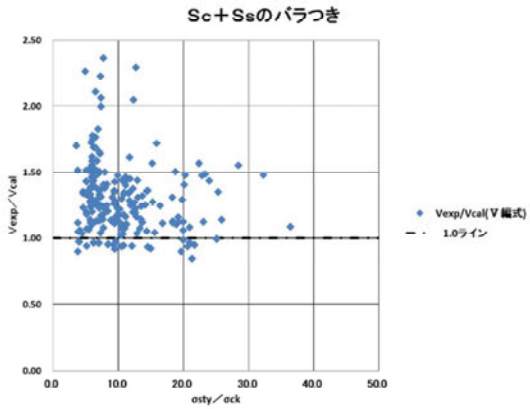
(a) 腹鉄筋降伏強度に対する分布



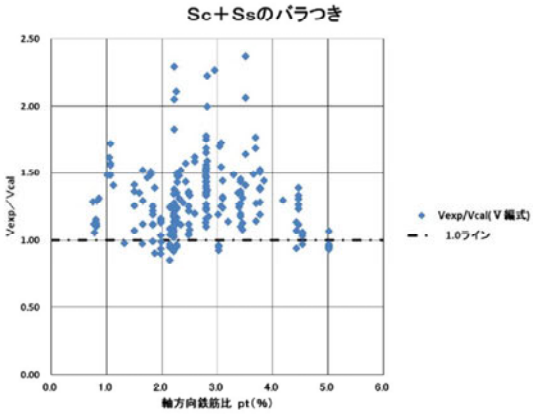
(b) 腹鉄筋強度／コンクリート圧縮強度に対する分布



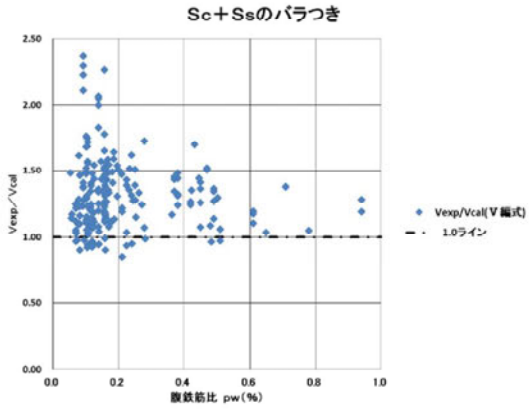
(c) 軸方向引張鉄筋降伏強度に対する分布



(d) 軸方向引張鉄筋降伏強度／コンクリート圧縮強度に対する分布



(e) 軸方向引張鉄筋比に対する分布



(f) 腹鉄筋比に対する分布

図-4.2.4　各種パラメータ毎の実験値／計算値（道示Ⅴ）のばらつき

ここで，Vexp：実験値，Vcal：道示Ⅴ編式による計算値を示す。

(2) プレストレストコンクリート構造（PC 鋼材直線配置）

矩形，T 形断面（内ケーブル・直線配置）せん断補強鉄筋を有する PC はりについて，(1)において定められた補正係数（$k_c = k_s = 1.3$）を用いた推定式（平均式）$S_{cr} + S_{sr}$に対して，既往実験供試体結果と比較することでその確からしさを評価する。なお，PC 鋼材を曲げ上げていないことから，プレストレス力の分力によるせん断力負担分はない。

評価に用いた実験データは参考文献 2)から 4)に示される n = 17体である。図-4.2.5 に仕様の分布を示す。

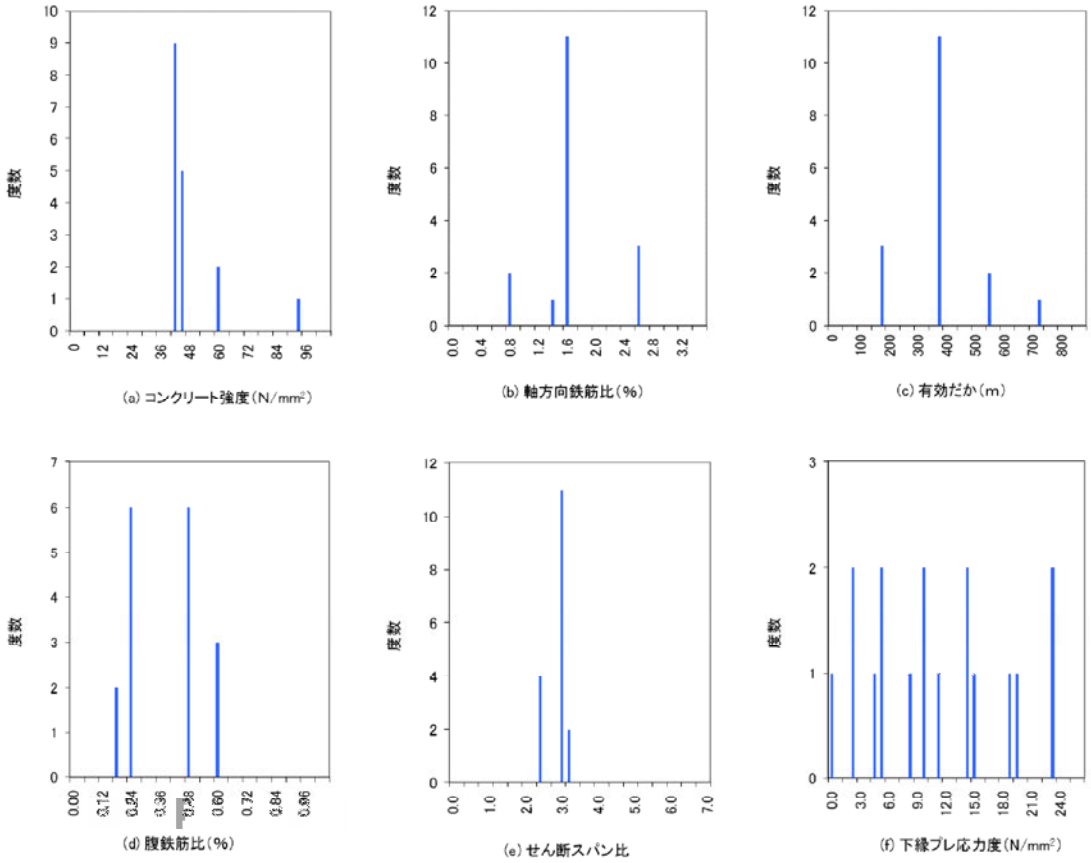


図-4.2.5　評価に用いた供試体の仕様分布

推定式と実験結果の比較を図-4.2.6 に示す。実験値／推定式（平均式）は，バイアス 1.157，標準偏差 0.222，変動係数 0.192 となった。また，図-4.2.7 に横軸を下縁有効プレストレス，M_0/a(式(3.2.10)参照)，せん断補強鉄筋比 p_w，軸方向引張鉄筋比p_t，せん断スパン比a/dとした場合の分布を示した。本分析に用いた既往実験のデータの詳細については，“巻末資料”に示している。

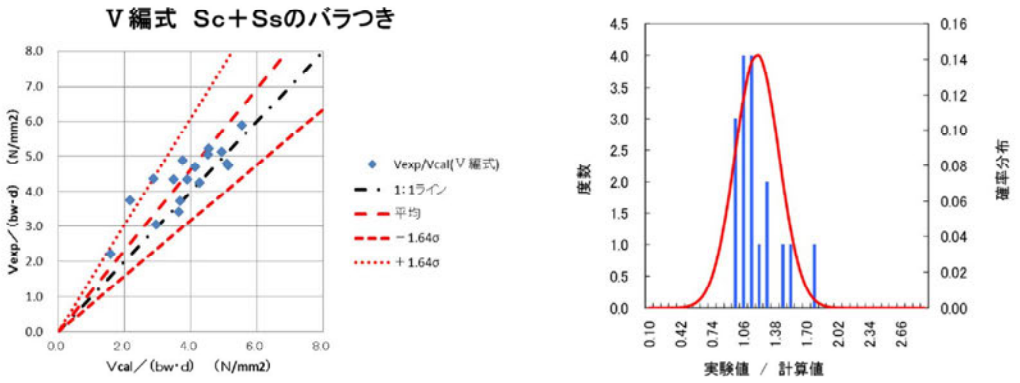
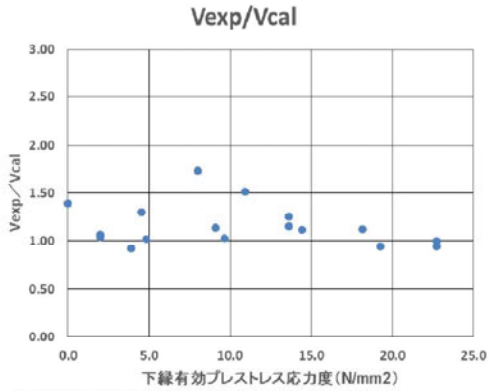
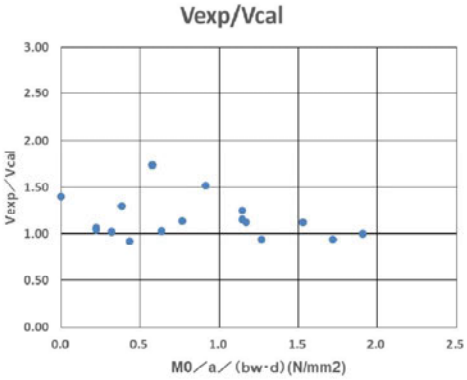


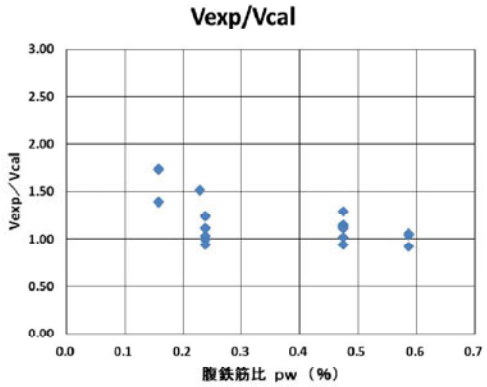
図-4.2.6　V編式を用いた場合のばらつき



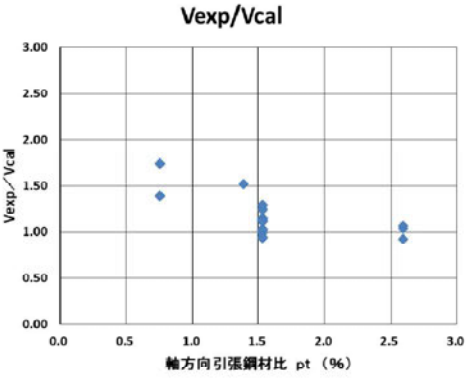
(a) 下縁有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ応力に対する分布



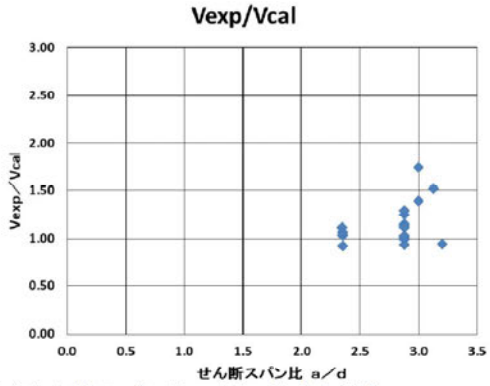
(b) M0/a/(bw・d)に対する分布



(c) 腹鉄筋比 pw に対する分布



(d) 軸方向引張鋼材比 pt に対する分布



(e) せん断スパン比 a/d に対する分布

ここで,

Vexp：実験値
Vcal：道示Ｖ編式による計算値
M0：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張端で０となる曲げモーメント(N･mm)
a：せん断支間(mm)
d：部材の有効だか(mm)
bw：ウェブ厚(mm)

を示す。

図-4.2.7　各種パラメータ毎の実験値／計算値(道示Ｖ)のばらつき

4.3　S_cの評価

(1) 鉄筋コンクリート構造

ここでは，せん断補強鉄筋を配置していない矩形断面の鉄筋コンクリート（RC）構造を対象として，コンクリートが負担できるせん断応力度τ_cに対する確からしさを既往の実験結果と対比することで評価する。なお，比較にあたっては，4.2(1)で定められた補正係数（$k_c = 1.3$）を用いて，S_cのみの項を単独で用いての推定式（平均式）S_{cr}を用いることとした。なお，ここでは比較のため道示Ⅲによる結果も示す。

既往の実験結果として，道示Ⅴ編式の基になった 34 体（せん断スパン比$a/d = 2.8 \sim 3.2$, 単純はり 1 点集中または 2 点集中あるいは分布荷重）の載荷試験結果[5)～9)]に加え，土木研究所で過去に実施した 26 体の載荷試験結果[10),11)]を追加し，60 体のデータを用いた。

追加したデータは，せん断補強鉄筋を有しない RC 構造を対象として（プレストレスが導入されていないもの，引張鋼材の種類は特に制限しない），a/dが 3.0 である単純はりの二点集中載荷による結果である。60 体のパラメータの範囲は，有効高さ 135～3000mm，引張鉄筋比 0.14～2.84%，コンクリートの圧縮強度は 10.4～55.5(N/mm^2)であり，その分布は図-4.3.1 のとおりである。

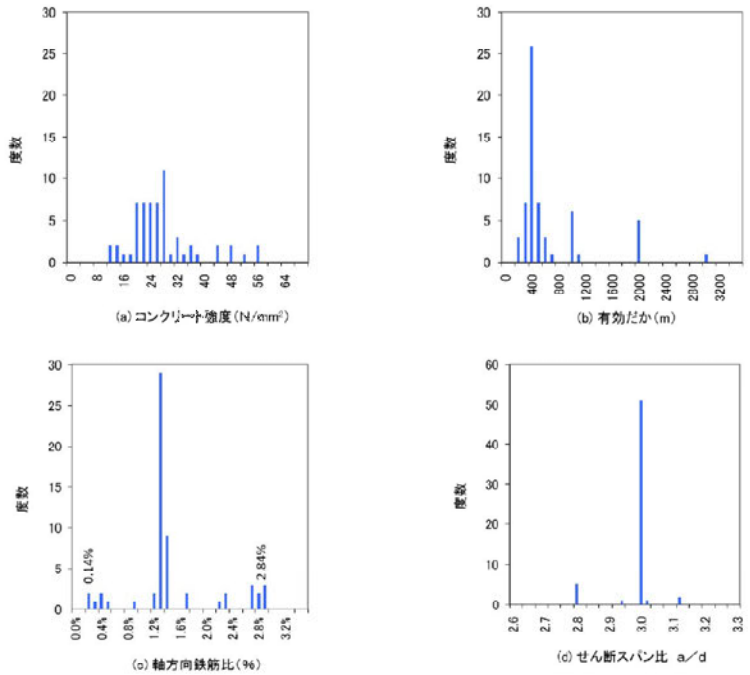
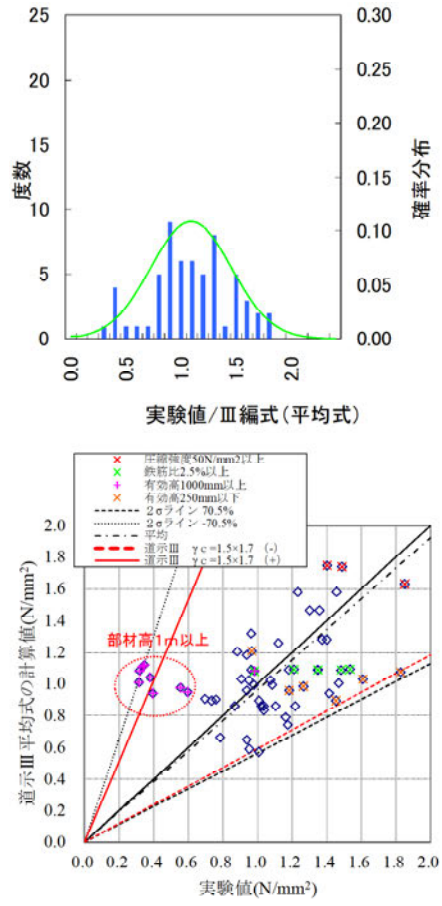
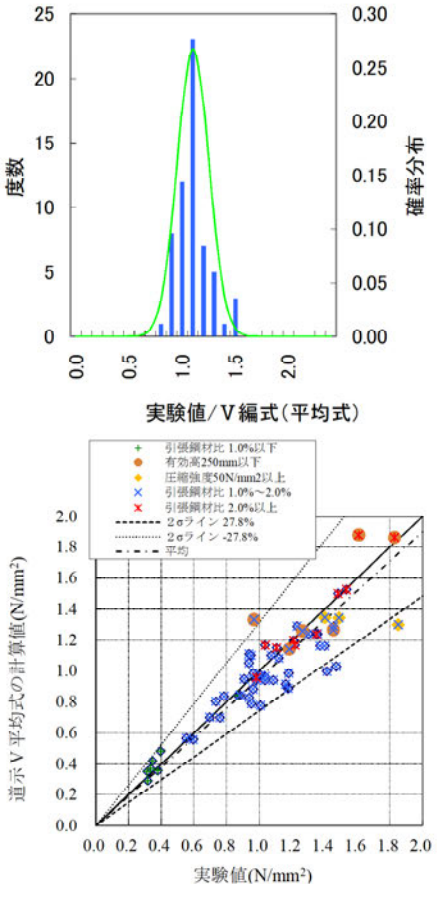


図-4.3.1　Sc 式の評価に用いた供試体の仕様分布

4.2(1)で定めた補正係数$k_c = 1.3$を用いてS_cを平均値にしたS_{cr}に基づき，計算値と実験値を比較した結果を表-4.3.1 に示す。これより，道示Ⅴ編式（平均式）の分布（実験値を推定値で除した標本分布）は，計算値に対して実験値が 1.05 倍程度で縦長状に分布していることがわかる。また，バイアスは 1.053，変動係数は 0.132 となった。このとき，5%フラクタイル値は，$1.053 \times (1 - 1.64 \times 0.132) = 0.825$である。なお，道示Ⅴ編式の分布に対して，標準偏差をσとして平均値から2σ離れた値は，$1.053 \times (1 - 2 \times 0.132) = 0.775$となる。その

逆数は1/0.775≒1.3であり，前述した式(3.9.6)の分母の係数と一致している。すなわち，道示Ⅴ編式は，データのばらつきを評価し，安全側に2σ離れた値となるよう設定されていることがわかる。

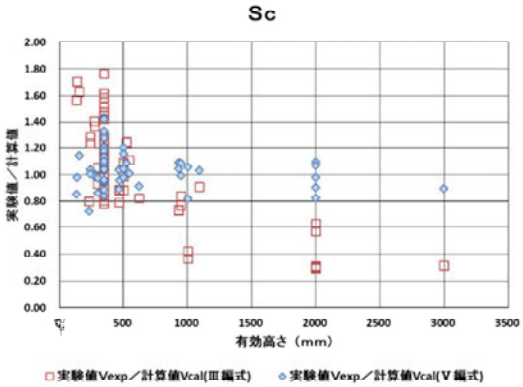
表-4.3.1　評価式の確からしさ（道示Ⅲ編式とⅤ編式の対比）

	道示Ⅲ式	道示Ⅴ）
τ_c（平均式）	$\tau_{c0\mathrm{III}}=0.6\times0.2\times\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$ ※CEB-FIP1976 式	$\tau_{c0\,V}=0.453\times\left(\frac{24}{\sigma_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}}\times d^{-0.33}\times\left(\frac{0.3}{p_t}\right)^{-1/3}$ ※土研資料3426[10]:既往実験データからの推定式
ばらつき（矩形断面スターラップ無の実験結果との対比）		
	平均 1.040 標準偏差 0.353 変動係数 0.339 n=60	平均 1.053 標準偏差 0.139 変動係数 0.132 n=60

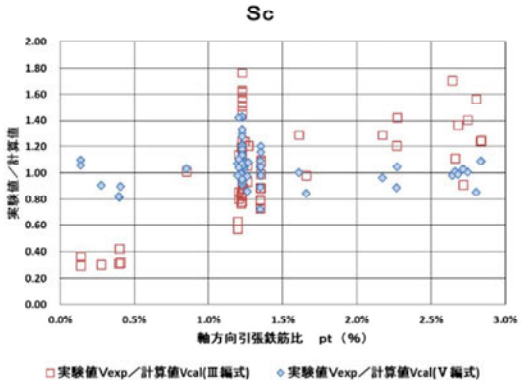
一方，道示Ⅲ編式（平均式）の分布形状は横長に分布しており，計算値に対して実験値が0.3～1.8倍と幅広く分布していることがわかる。また，バイアスは1.04，変動係数は0.34となっている。道示Ⅲ編式では，有効高さ1.0m以上の場合は過大評価（すなわち危険側）を与えている一方で，有効高さ0.25m以下の場合や引張鉄筋比が2.5%以上，コンクリート圧縮強度50N/mm²以上においては，計算値に対して実験値が1.3～1.6と高く過小評価しうる（すなわち安全側）ことがわかる。なお，道示Ⅲでも，コンクリート上部構造に使用される部材は，下部構造の部材と比較して有効高さが小さく，引張主鉄筋比が大きいため，道示Ⅲ編式を用いても危険側になることがないことが解

説されている。また，道示Ⅲ式においては，ばらつきが大きい部材高が大きいものに適合させるために，安全率が 1.5×1.7＝2.55 程度（コンクリートの純引張強度に対し 0.5 倍程度を示す【付録３参照】）にとられていることがわかる。

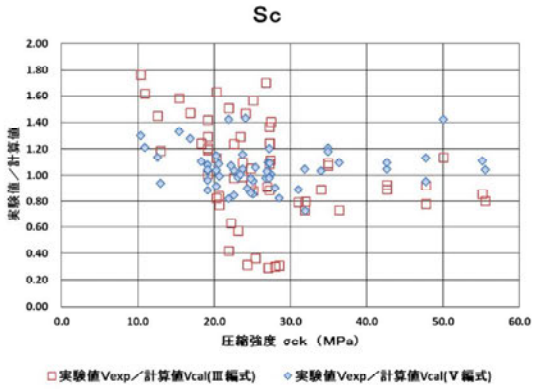
以上より，Ⅴ編式は，Ⅲ編式をより一般化して，高い精度を実現していると判断される。なお，本分析に用いた既往実験のデータの詳細については，“巻末資料”に示している。



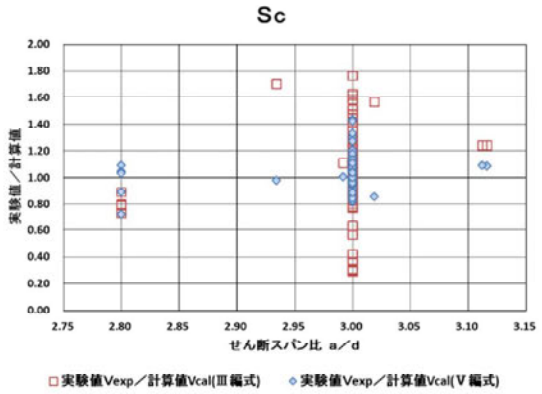
(a) 有効高さに対する分布



(b) 軸方向引張鉄筋比に対する分布



(c) 圧縮強度に対する分布



(d) せん断スパン比に対する分布

図-4.3.2　各種パラメータ毎の実験値／計算値のばらつき

(2) プレストレストコンクリート構造（PC 鋼材直線配置）

矩形(内ケーブル・直線配置)せん断補強鉄筋を有しない PC はりについて，4.2(1)で定めた補正係数を用いてS_cの平均式S_{cr}で算出したものに対して，既往実験供試体結果と比較することでその確からしさを評価する。

評価に用いた実験データは，参考文献 3)と 11)から 18)の n=43 体である。図-4.3.3 に仕様の分布を示す。

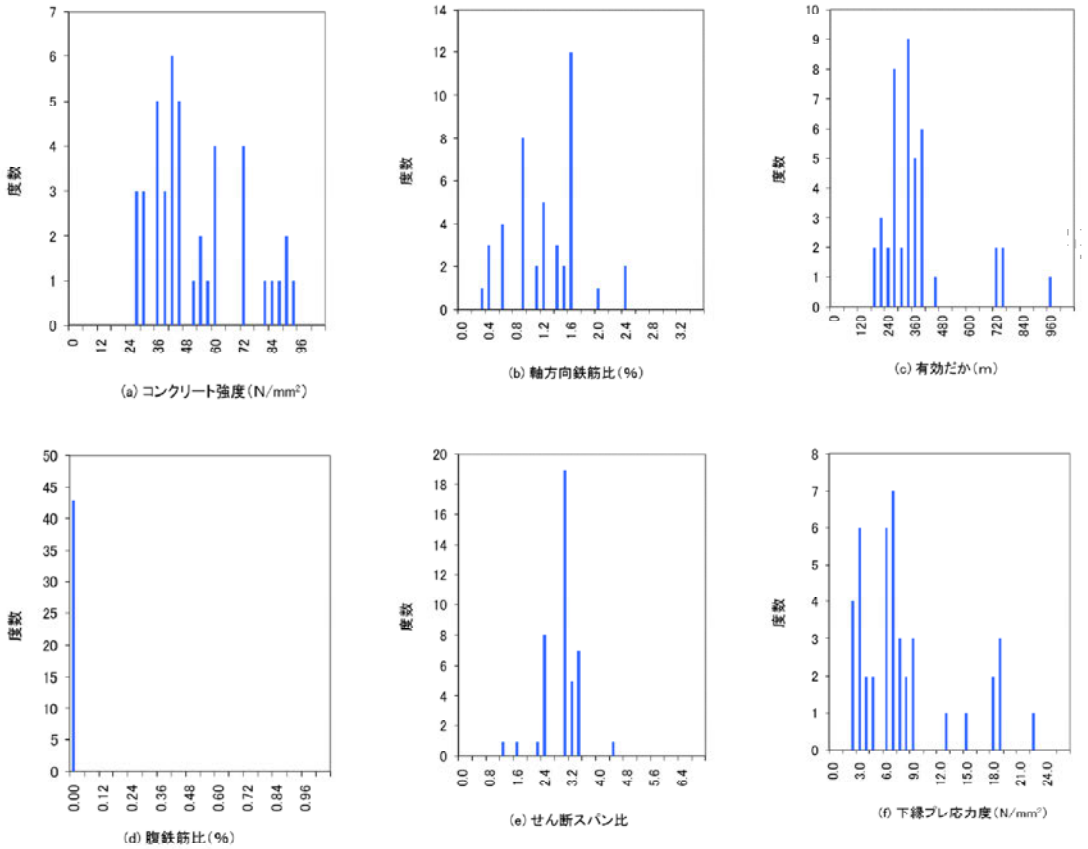


図-4.3.3　評価に用いた供試体の仕様分布

推定式と実験結果の比較を図-4.3.4 に示している。ただし，推定式は平均式S_{cr}であることから，4.2(1)の評価によるバイアスを加味したものである。実験値／推定式は，バイアス 1.413，標準偏差 0.366，変動係数 0.259 となった。また，図-4.3.5 に横軸を下縁有効プレストレス，M_0/a(式(3.2.10)参照)，せん断補強鉄筋比p_w，軸方向引張鉄筋比p_t，せん断スパン比a/dとした場合の分布を示した。S_{cr}については，プレストレスの影響により変動係数が大きくなるものの，バイアスが 1.4 程度あることから，5%フラクタイル値は$1.413(1-1.64\times0.259)=0.813$となる。なお，本分析に用いた既往実験のデータの詳細については，“巻末資料”に示している。

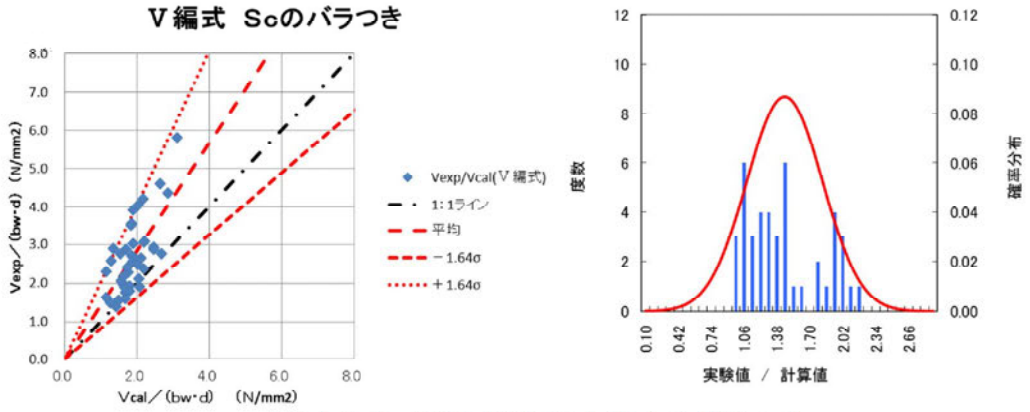
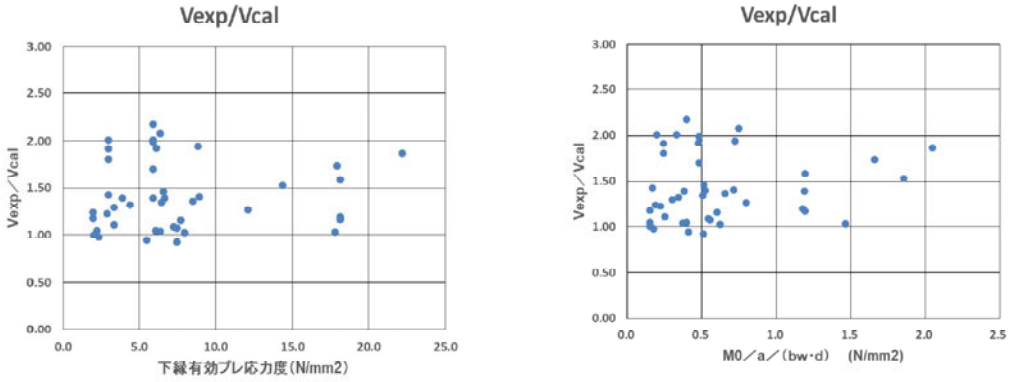
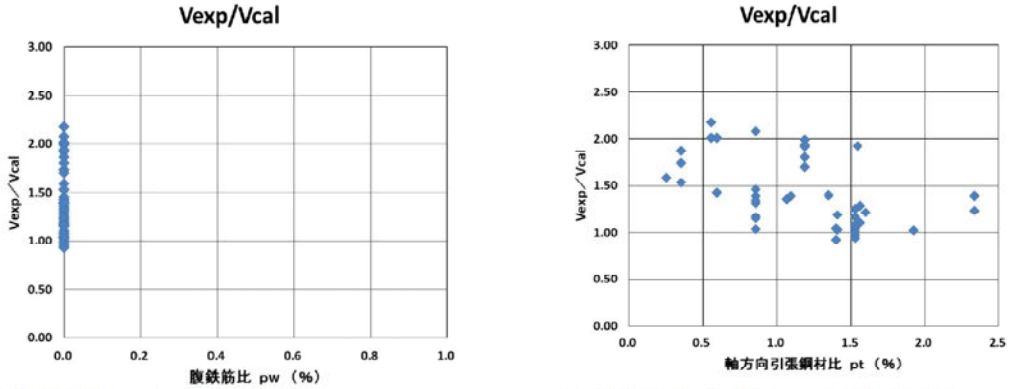


図-4.3.4　V編式を用いた場合のばらつき



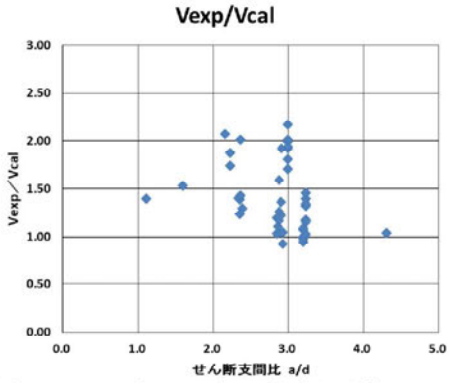
(a) 下縁有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ応力に対する分布

(b) M0/a/(bw・d)に対する分布



(c) 腹鉄筋比 pw に対する分布

(d) 軸方向引張鋼材比 pt に対する分布



(e) せん断スパン比 a/d に対する分布

図中,

Vexp：実験値
Vcal：道示Ｖ編式による計算値
M0：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張端で０となる曲げモーメント(N･mm)
a：せん断支間(mm)
d：部材の有効だか(mm)
bw：ウェブ厚(mm)

を示す。

図-4.3.5　各種パラメータ毎の実験値／計算値(道示Ｖ)のばらつき

(3) プレストレストコンクリート構造（PC 鋼材曲げ上げ配置）

曲げ上げ鋼材を有する PC はりについて，プレストレスの分力によるせん断力の負担分を除き，コンクリートとせん断補強鉄筋のみによるせん断力の負担分の推定精度を確認するため，4.2(1)で定めた補正係数を用いて推定式の平均式を$S_{cr}+S_{sr}$と算出したものに対して，既往実験供試体結果から理論的なプレストレス分力を控除したものを比較することでその確からしさを評価する。評価に用いた実験データは，参考文献 19)から 24)の n=9 体である。図-4.3.6 に仕様の分布を示す。

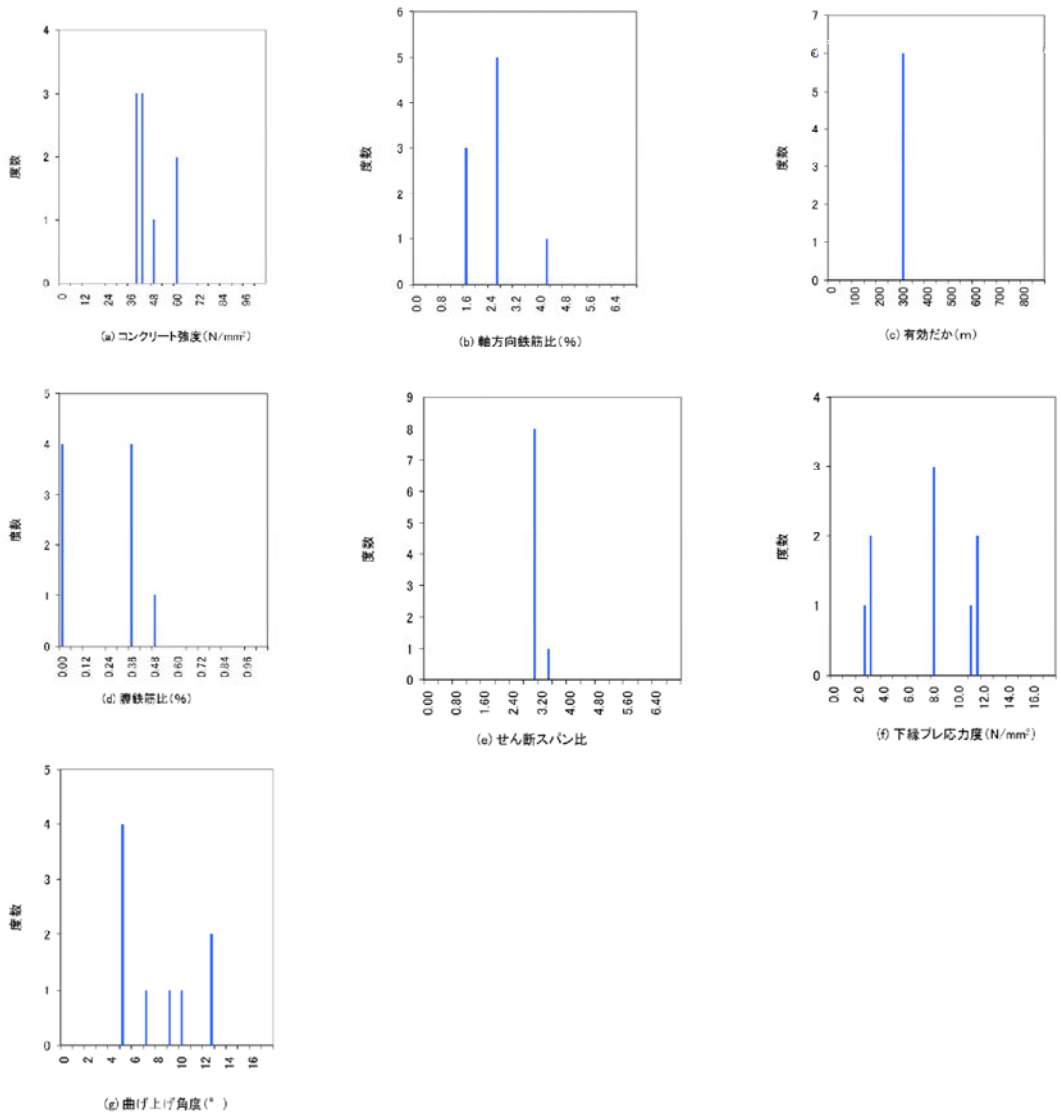


図-4.3.6　評価に用いた供試体の仕様分布

推定式と実験結果の比較を図-4.3.7 に示している。実験値／推定式は，バイアス 1.110，標準偏差 0.293，変動係数 0.263 となった。また，図-4.3.8 に横軸を下縁有効プレストレス，M_0/a(式(3.2.10)参照)，せん断補強鉄筋比p_w，軸方向引張鉄筋比p_t，せん断スパン比a/dとした場合の分布を示した。これより，5%フラクタイル値は$1.110\cdot(1-1.64\times0.263)=0.678$となる。なお，本分析に用いた既往実験のデータの詳細については，“巻末資料”に示している。

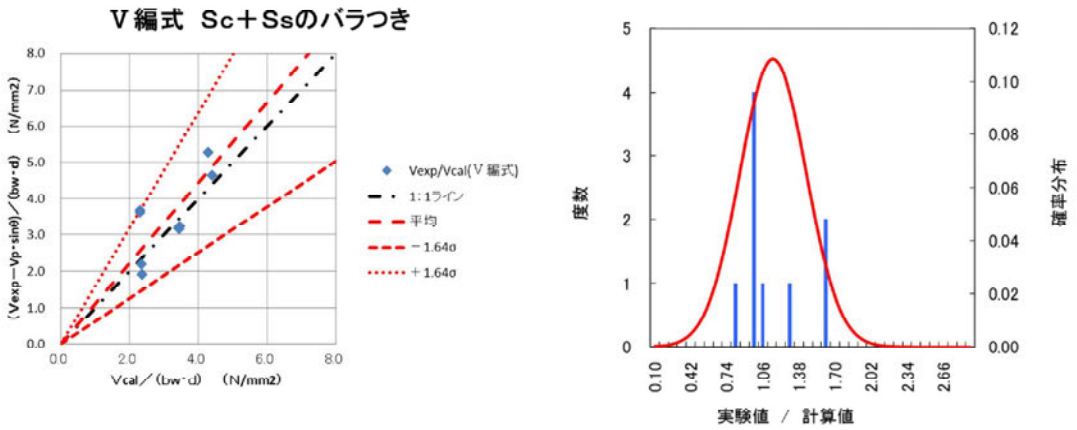
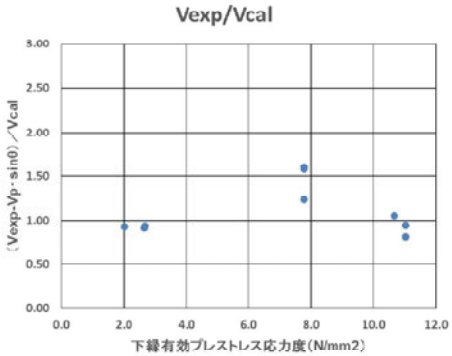
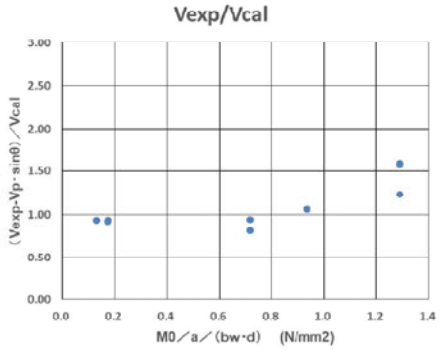


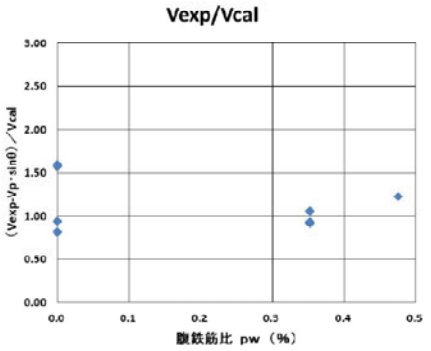
図-4.3.7　V編式を用いた場合のばらつき



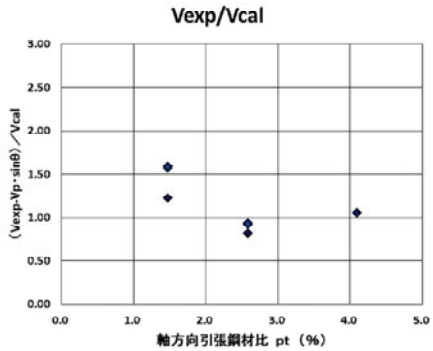
(a) 下縁有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ応力に対する分布



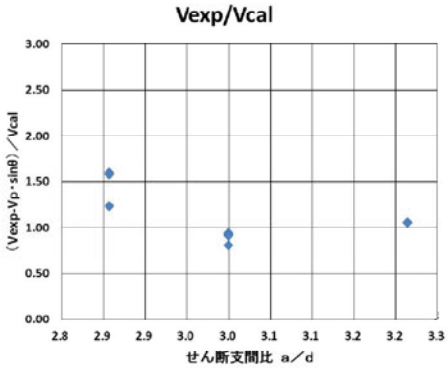
(b) M0/a/(bw・d)に対する分布



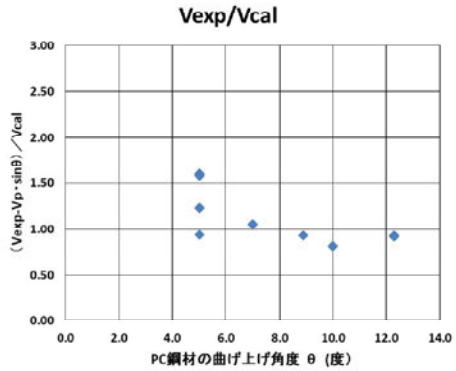
(c) 腹鉄筋比 pw に対する分布



(d) 軸方向引張鋼材比 pt に対する分布



(e) せん断スパン比 a/d に対する分布



(f) PC 鋼材の曲げ上げ角度に対する分布

図-4.3.8　各種パラメータ毎の実験値／計算値(道示Ⅴ)のばらつき

図中，

Vexp　：実験値

Vcal　：道示Ⅴ編式による計算値

Vp　　：部材軸方向に配置されたPC鋼材の有効プレストレスのせん断作用方向の分力

M0　　：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張端で0となる曲げモーメント(N･㎜)

a　　：せん断支間(㎜)

d　　：部材の有効だか(㎜)

bw　　：ウェブ厚(㎜)

を示す。

4.4　推定式の確からしさのまとめ

4.1～4.3 で検討した形式毎にせん断耐力平均推定式の確からしさをまとめると表-4.4.1 のとおりとなる。推定式の 5%フラクタイル値を求めたものを同表に示したが，これより推定式【平均式】に対して 0.65 倍以上が確保されていることとなり，一定の確からしさを有していることがわかる。

表-4.4.1　提案式の確からしさ（実験値／提案式【平均式】のバラつき）

構造形式		Sc+Ss のバラつき			
		バイアス μ	変動係数 ν	5%フラクタイル値 $\mu\cdot(1-1.64\cdot\nu)$	母数
RC 構造	スターラップ無	1.053	0.132	0.825	60
	スターラップ有	0.999 (=1.299/1.3)	0.208	0.658	219
PC 構造	スターラップ有	1.157	0.192	0.842	17
	スターラップ無	1.413	0.259	0.988	43
	PC 鋼材曲げ上げ有	1.110	0.263	0.678	9
				≧0.65	

よって，構造形式にかかわらず，0.65 を乗じることで下限式とすることができる。また，4.2 より下限式から平均式への変換係数は$k_c = k_s = 1.3$となるので，せん断耐力の下限式を整理すると，表-4.4.2 のとおりとなる。ただし，プレストレスの分力については，プレストレス力が確定していることを前提として，理論上ばらつきがないことから，部分係数は 1.0 としている。また，そのように考えてを評価した場合でも，バイアスは 1.10 程度となっていることから，部分係数を 1.0 として評価することは妥当と考えられる。

表-4.4.2　せん断耐力算出提案式（下限式）

【提案式：下限式】　$S_u = 0.65\cdot S_{cr} + 0.65\cdot S_{sr} + 1.0\cdot S_{pr}$　（終局耐力）

$S_{cr} = k_c\tau_{cr}b_w d + \frac{M_0}{M_d}S_d$　【平均式】 $\frac{M_0}{M_d} \leqq 1.0$　，かつ，$S_{cr} \leqq S_{cmax}$ k_c=1.3：下限式からの換算係数 $S_{cmax} = \frac{2}{3}b_w d\sqrt{\sigma_{ctd}(\sigma_{ctd} + \alpha\sigma_{cdm})}$ $\sigma_{ctd} = 0.23\cdot\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$，$\alpha = 0.8$ σ_{cdm}：ウェブ中心位置における有効プレストレスによるコンクリートの軸方向圧縮応力度	$S_{sr} = c_{ds}k_s\Sigma\frac{A_w\sigma_{syk}d(\sin\theta+\cos\theta)}{1.15a}$ 【平均式】 k_s=1.3：下限式からの換算係数 c_{ds}=1.0：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担する低減係数(桁構造の場合，1.0 が標準値)	$S_{pr} = A_p\sigma_{pe}\sin\alpha$ 【理論式】 （平均相当）

τ_{cr}式（有効高さ，鉄筋比が考慮できる道示Ⅴ式を基本に構築された実験式）

$$\tau_{cr} = c_c\cdot c_e\cdot c_{pt}\cdot\tau_c$$　【下限（平均-2σ）式】

$$\tau_c = 0.453\times(24/\sigma_{ck})^{-\frac{1}{3}}/1.3$$

$$c_c = 1.0$$

$$c_e = d^{-0.33}$$

$$c_{pt} = (0.3/p_t)^{-\frac{1}{3}}$$

4.5　S_cにおけるプレストレス導入量の効果

ここで，スターラップ無の PC はりに対するプレストレス導入量によるせん断ひび割れせん断力増加量とM_0/a(式(3.2.10)参照)について考察を行う。M_0/aの効果を確認するために，過去に研究された成果を整理し，プレストレスによる効果の与え方について整理する。参考文献 11)，25)，26)で研究された結果を図-4.5.1 に示す。この図は，プレストレスレベルを三角形分布で与え，下縁のプレストレス量を 0，3，6，9，12N/mm^2 に変化させた実験結果に対して，プレストレス量がない実験結果を基準に，せん断ひび割れが発生するときのせん断力の増加量で整理したものである。これより，M_0/aに対して平均 1.5 倍程度の耐力の増加が見込める結果となっているものの，変動係数 0.34 とばらつきが大きい状況であることがわかる。3.3 では，典型的なイニシャルクラック位置を載荷点から$d/2$としてせん断耐力を示した。しかし，これらの根拠となる実験は単純はり 2 点載荷で，せん断スパン比a＝3.0であることから，曲げひび割れからせん断ひび割れに移行する位置が荷重載荷点から1.0～1.5d位置となり，その影響により耐力が大きくなったと考えられる。つまり，せん断スパン$a-1.0d$~$1.5d=3d-1.0d$~$1.5d=(1.5$~$2.0)d$位置での曲げモーメントが$M=S\cdot(1.5$~$2.0)\cdot d$となり，この位置にイニシャルクラック(図-4.5.2)が発生するための荷重比率が$3d/\{(1.5$~$2.0)d\}=1.5$~2.0倍となる。これはM_0/aに対してa＝1.5~2.0倍のせん断力増加となったことに相当する。このため，せん断スパンが 3.0 より長い場合にa＝1.5~2.0は見込めないこととなる。よって，安全側の配慮として載荷位置直下の曲げモーメントを用いて評価するものとし，プレストレスによるせん断耐力の増加分は

$$\Delta S_c=\alpha\cdot M_0/a=1.0\cdot M_0/a=M_0\cdot S_d/M_d \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.5.1)$$

として与えるものとする。

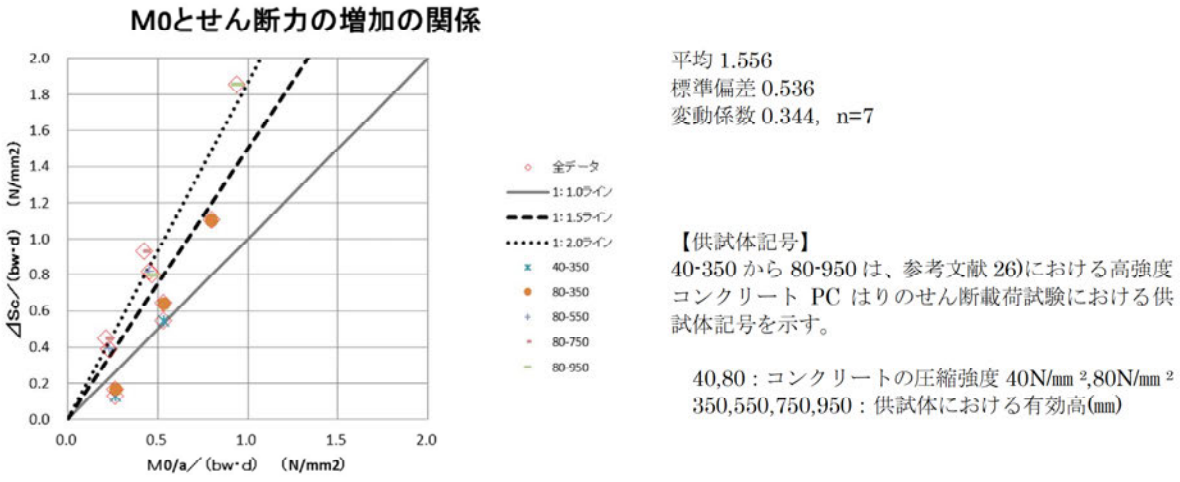


図-4.5.1　推定式のばらつき

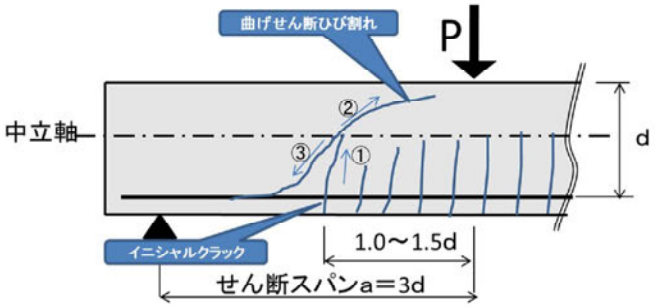


図-4.5.2　イニシャルクラック概念図

4.6　断面形状の違いに対する適用性

ここでは，断面形状の違いによる影響を評価する。既往の T 桁せん断実験結果[27)～37)]とウェブ幅のみの矩形断面として道示Ⅴ編式で算出した計算値の比較を，せん断スパンと実験値／計算値（Vexp／Vcal）の関係で整理したものを図-4.6.1，図-4.6.2 に示す。

この結果，せん断補強鉄筋の無いもの（n=33）に対して，次のことがわかった。

1）せん断スパン 3.5 程度以上となるとウェブのみ矩形断面と同等になる傾向である。
2）せん断スパン 3.5 程度以下の場合はフランジの効果により耐力が矩形換算より大きくなる傾向である。

これより，せん断スパン比に応じて形状を考慮したパラメータを設定すればよいことになる。しかし，上部構造においてはせん断スパン比が固定できないことから，コンクリートが負担するせん断力S_cに対して，フランジの効果を期待することが困難となる。よって，安全側にウェブのみの矩形断面として取り扱うのがよいといえる。

一方，スターラップを有する T けた（n=16）に関しては，図-4.6.2 に示すようにせん断スパン比によらず矩形断面の推定式より耐力が大きくなる傾向となった。

しかし，T 桁の圧縮フランジの効果の簡易な算出式が研究段階であることから，現時点では安全側に矩形の推定式を用いることがよいと考えられる。詳細は，既設 RC 単純桁橋の耐荷力評価を目的とした参考文献 37)を参照のこと。

本分析に用いた既往実験のデータの詳細については，“巻末資料”に示している。以下，　bf：上フランジ幅，bw：ウェブ厚　を示す。

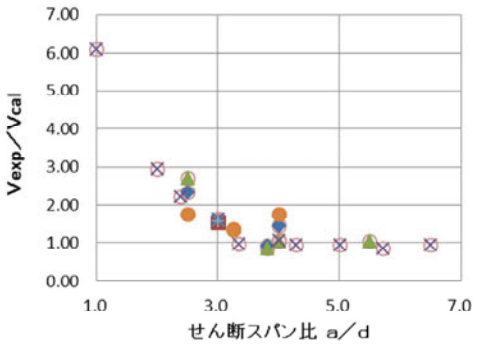


図-4.6.1　T けたのせん断実験結果と推定の比較（腹鉄筋なし）

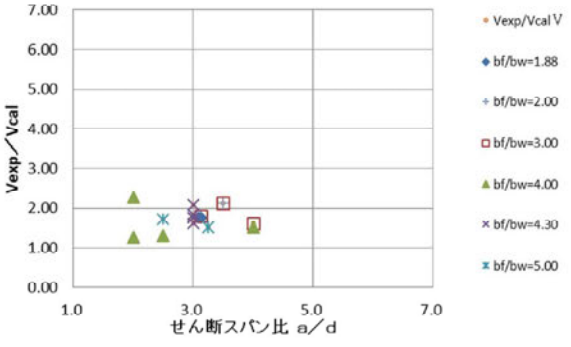


図-4.6.2　T けたのせん断実験結果と推定の比較（腹鉄筋あり）

4.7 既往実験（土木研究所資料第 1357 号）との比較による確からしさの確認

終局限界状態におけるせん断耐力は，道示Ⅲ S53 改定以前の全てのせん断力を斜引張鉄筋と圧縮斜材が受け持つとしてトラス理論により鉄筋量の計算が行われていたものから，修正トラス理論に改定した根拠となっている土木研究所資料第 1357 号[38]での実験結果を踏まえたものとなっている。ここでは，今回の提案式から算出したものと上記の実験結果を対比しすることで妥当性の確認をおこなった。

実験は，斜引張鉄筋を配置した供試体で，せん断ひび割れが発生した後もコンクリートによるせん断力の分担が期待できることを確認し，修正トラス理論の妥当性が検証されたものである。一定の荷重で 3 段階（破壊荷重の約 25%，50%，75%で実施されている）で各々の荷重で 10 回の繰り返し載荷がおこなわれている。

参考文献 38)で実施された実験供試体の仕様を図-4.7.1 と表-4.7.1 に示す。タイプ C が PC 供試体で，タイプ D が RC 供試体となっており，ウェブ幅 120mm の I 形断面，桁高：1.2m，せん断スパン：6m，せん断スパン比：2.73，単純はりの支間中央に 1 点集中荷重を載荷での実験である。せん断補強鉄筋が pw=2.6%，軸方向引張鉄筋が pt=6.0%配置されており，鉄筋が多く配置された供試体であり，最終の破壊形態はウェブ圧壊で，PC 供試体ではスターラップは降伏しておらず，RC 供試体においては一部のスターラップが降伏している。

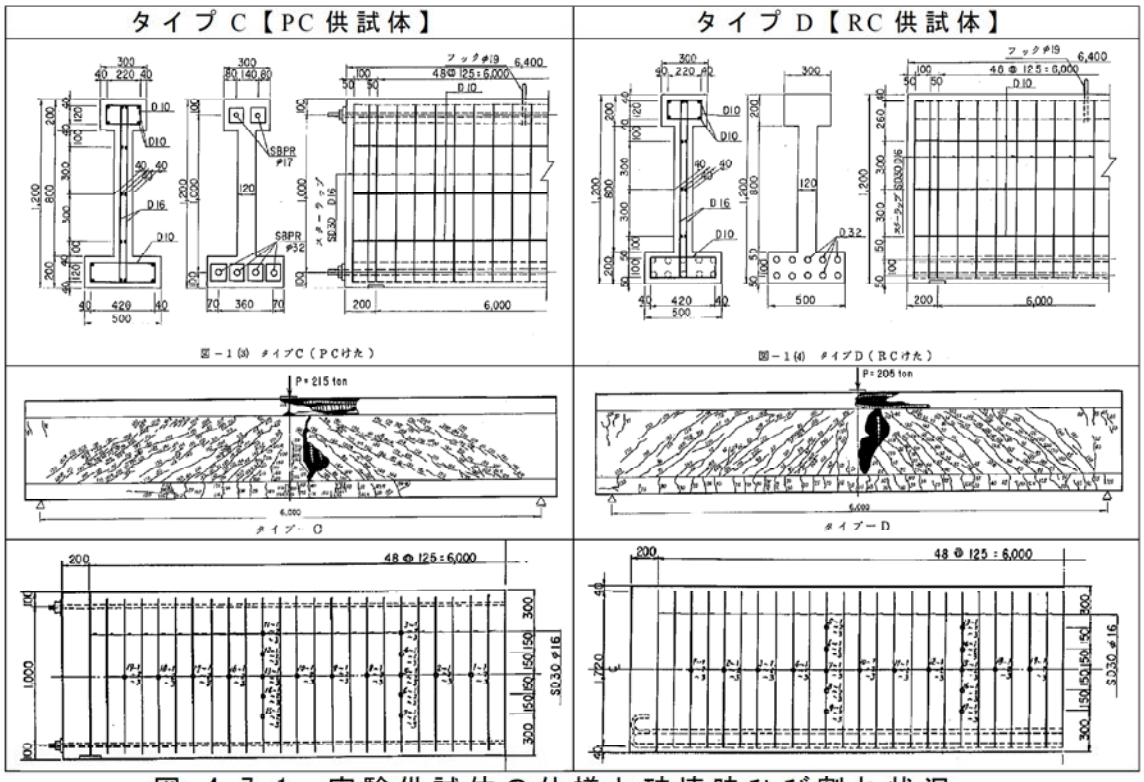


図-4.7.1 実験供試体の仕様と破壊時ひび割れ状況，ひずみ計測点位置 38) P5，P24，P41

表-4.7.1　実験供試体の仕様

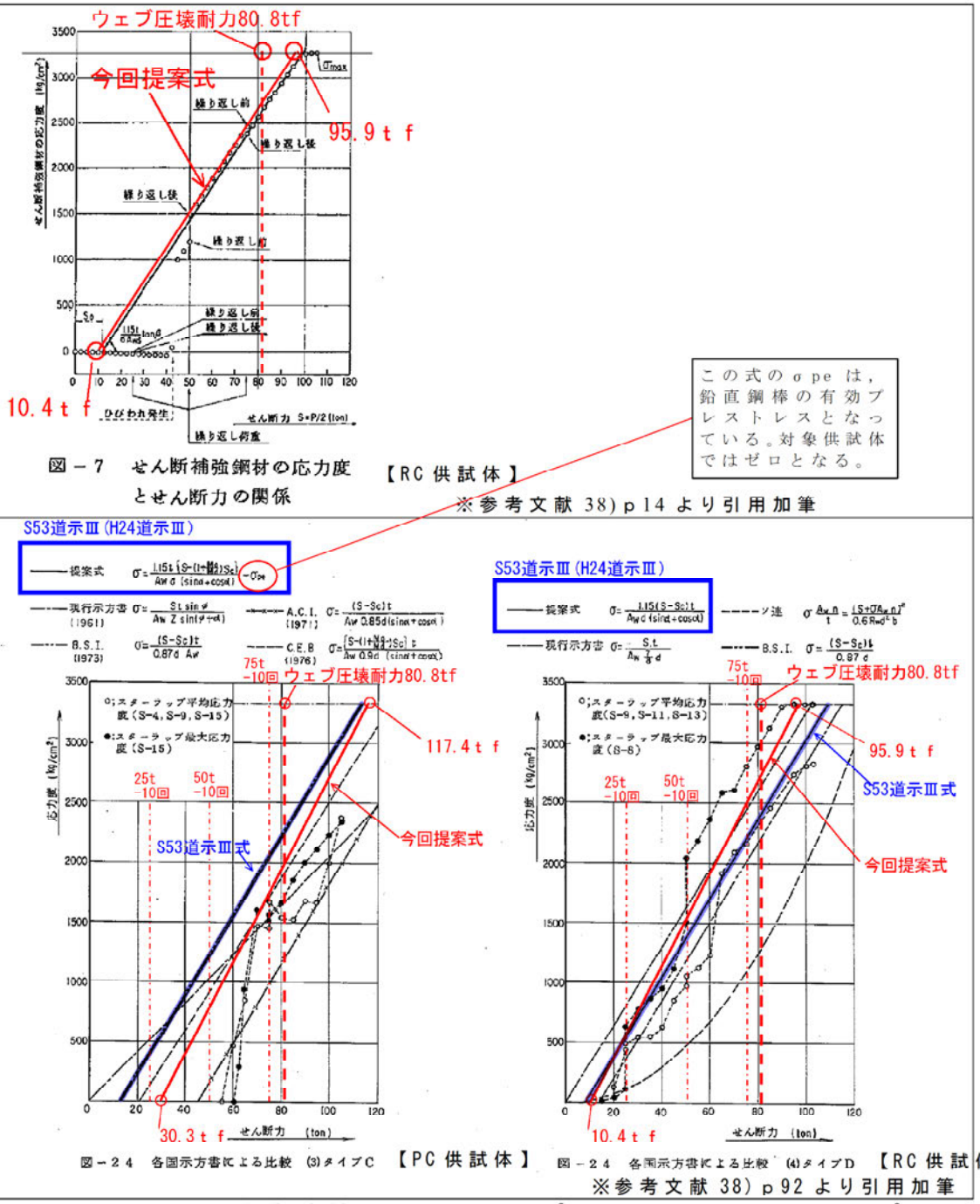
項目(単位)	タイプC【PC供試体】	タイプD【RC供試体】
コンクリート強度（MPa）	50.3	47.3
スターラップ降伏強度（MPa）	326.3	326.3
有効高（mm）	1120	1100
p_w（%）	2.648	2.648
p_t（%）	0.318	6.017
プレストレス量（MPa）	けた上縁　-1.23 けた下縁　13.54	—
デコンプレッションモーメント M_0（kN）	1140.5	

V編式（下限），およびⅢ編式にてせん断耐力をもとめると，表-4.7.2のとおりとなる。ウェブ圧壊耐力が修正トラス理論のSc+Ssより大きく，また引張鉄筋比はpt＞3.0%となっているのでV編式のScは上限値で制限される範囲となっている。

表-4.7.2　推定式によるせん断耐力算出結果（kN）

	タイプC【PC供試体】		タイプD【RC供試体】	
	V編式(下限)	Ⅲ編式	V編式(下限)	Ⅲ編式
$M_0/a\times0.65$	247.1	—	—	—
$1+M_0/M_d$	—	1.5	—	—
S_c	50.8+247.1 ＝297.9	1.5×56.2 ＝129.3	101.8	82.8
S_s	853.4	1009.9	838.2	991.9
S_c+S_s	1151.3	1138.6	940.0	1074.7
ウェブ圧壊 S_{max}	792.0	792.0	792.0	792.0
ウェブせん断 $S_{cmax}\times0.65$	363.0	—	172.1	—

実験結果に，今回の提案式により算出した耐力を加筆（赤線，青線で加筆）したものを図-4.7.2に示す。これより，スターラップの応力履歴はH24道示Ⅲ編式に比べV編式（下限）のラインのほうに，より近くなっており，ウェブ圧壊耐力式を含めて提案式が妥当であることが確認される。



図－７　せん断補強鋼材の応力度とせん断力の関係　【RC 供試体】

※参考文献 38) p14 より引用加筆

図－２４　各国示方書による比較　(3)タイプC　【PC 供試体】

図－２４　各国示方書による比較　(4)タイプD　【RC 供試体】

※参考文献 38) p92 より引用加筆

図-4.7.2　既往実験結果スターラップせん断力とスターラップの応力の履歴

4章　参考文献

1)　独立行政法人土木研究所技術推進本部構造物マネジメント技術チーム：土木研究所資料第 4044 号，コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入による影響とその対応，2007 年

2)　三方康弘，井上晋，小林和夫，仁枝保：ＰＣはり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果，土木学会論文集 No.669/Ⅴ-50，149-159，2001 年

3)　佐藤勉，石橋忠良，山下裕章，高田三郎：プレストレストコンクリートはりのせん断耐力と破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，PP.323-328，1987 年

4)　渡辺博志：正負交番荷重が作用する道路用鉄筋コンクリート棒部材および隅角部のせん断強度に関する実験的研究，博士論文，京都大学，2007 年

5)　5）井畔瑞人，塩屋俊幸，野尻陽一，秋山暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集，第 348 号，PP.175-184，1984 年

6)　二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないＲＣはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号，PP.167-176，1986 年

7)　建設省土木研究所:鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集，土木研究所資料 2045 号，1984 年

8)　P.J.Taylar: Shear strength of large beams, Proc. Of ASCE ST11, 1972 年

9)　G.N.J. Kani: How safe are our large reinforced concrete beams?, 'Journal of ACI,March,1967 年

10)　土木研究所：大型ＲＣはり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第 3426 号，1996 年

11)　土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会；共同研究報告書　第 122 号，高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書－高強度コンクリート PC はり部材の曲げせん断強度に関する調査－，1995 年

12)　六車熙，渡辺 史夫，藤井正則；プレストレスト鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗挙動に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，vol.5，PP.453-456，1983 年

13)　斉藤敦志，堺孝司；高強度・高耐久性コンクリートを用いた PC はりの曲げ、せん断挙動，開発土木研究所月報，No.440，1990 年

14)　岡田清，小林和夫，豊福俊英；Ⅲ種プレストレストコンクリートはりの曲げせん断特性，セメント技術年報，34，PP.425-428，1980 年

15)　小林和夫；はり部材のせん断耐荷特性に対する導入プレストレスの効果，第 46 回セメント技術大会論文集，PP.802-807，1992 年

16)　上田多門，Heru Darjudi EKO Putro；せん断補強鉄筋の無いプレストレストコンクリートはりのせん断強度の解析的研究，プレストレストコンクリート技術協会　シンポジウム論文集，vol.1，PP.19-22，1990 年

17)　手塚正道，近藤順，岡崎正樹；ビニロン FRP ロッドをスターラップとして用いたはりのせん断試験，コンクリート工学年次論文報告集，vol.12，No.1，PP.1123-1128，1990 年

18) 鳥取誠，涌井一；プレストレストコンクリートはりのせん断耐力，プレストレストコンクリート技術協会　第3回シンポジウム論文集，PP. 5-8，1992年

19) 新津正義，睦好宏史，佐野正，殿川康一：外ケーブルを用いたRC梁のせん断補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21，No. 3，PP. 949-954，1999年

20) 近藤悦郎，睦好宏史，高橋博威，佐野正：外ケーブルによるせん断補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 2，PP. 1015-1020，1994年

21) 原健悟，睦好宏史，Aravinthan. T，篠崎裕生：大偏心外ケーブル式PC桁のせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，PP. 661-666，2001年

22) 井口淳，柳沼善明：高強度コンクリートを用いた外ケーブル方式PRC梁の曲げ・せん断挙動，プレストレストコンクリート技術協会　第20回シンポジウム論文集，PP. 363-368，2011年

23) 梅津健司，平喜彦，高木康宏，藤田学，山崎淳：外ケーブル方式PC桁の曲げせん断特性に関する研究，土木学会論文集No. 781/Ⅴ-66，57-74，2005年

24) 西川和廣，廣松新，鈴木素彦，伊藤公彦：外ケーブルを適用したＰＣ桁の曲げ・せん断挙動に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol. 42，No. 5，PP. 25-36，Sep，2000年

25) 渡辺博志，河野広隆，府内洋一，田中政章；高強度プレテンションPCはり部材のせん断ひび割れ強度に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 17，No. 2，PP. 673-678，1995年

26) 共同研究報告書 138 号，高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書 - 高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針（案）－平成7年11月，建設省土木研究所材料施工部コンクリート研究室・（社）プレストレストコンクリート建設業協会

27) 岡本大，谷村幸裕，渡辺忠朋，藤田郁美：T形断面を有するＲＣ梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，vol. 26，No. 2，PP. 331-336，2004年

28) 岡本大，川村力，服部尚道，酒谷弘行：せん断補強筋を有する鉄筋コンクリートT型梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，vol. 27，No. 2，PP. 313-318，2005年

29) 堀田智弘：T型断面はりのせん断破壊に対する一考察，コンクリート工学年次論文集，vol. 33，No. 2，PP. 727-732，2011年

30) 堀田智弘，醍醐宏治，渡部太一郎：Ｔ型断面ＲＣ梁のせん断破壊実験，第37回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，Ⅴ-35，2010年

31) 木野淳一，山田章史，築嶋大輔，石橋忠良：Ｔ形断面および矩形中空断面ＲＣ梁のせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），vol. 70，PP. 44-55，2014年

32) 桧貝勇：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究，土木学会論文報告集，第279号，PP. 113-126，1978年

33) 古内仁，木村勉，柴内大地：鉄筋コンクリートＴ桁のせん断耐力に関する研究，土木学会北海道支部論文報告集，Vol. 43，PP. 521-524，1986年

34) Withit Pansuk, Yasuhiko Sato：Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5 (2007) No. 3, PP. 395-408

35) 松本嘉司，中村正平，河野清，中山紀男，岡村甫：各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの曲げ性状に関する研究，土木学会論文集，Vol. 1965 (1965) No. 122，PP. 1-28

36) 中村麻美，中村拓郎，二羽淳一郎：T形断面ＲＣはりのせん断破壊性状とせん断応力分布に関する一考察，コンクリート年次論文集，vol.38，No.2，PP.709-714，2016年

37) 林克弘，大島義信，石田雅博：単純RC-T桁のせん断耐力における圧縮フランジの効果に関する実験および解析的研究―既設橋の評価に向けて―，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，日本材料学会，Vol.16，PP.591-596，2016年

38) 土木研究所：土木研究所資料第1357号，コンクリートげたのせん断に関する実験その1，1978年

5章　結論

本研究により，以下の結論を得た。

① コンクリートが負担するせん断力に道示Ⅴ編の寸法効果，軸方向鉄筋比による効果を考慮した式を適用し，プレストレスなどの効果を適切に補正することで，修正トラス理論による累加法を適用することが可能であり，より精度が高い推定ができることを明らかにした。

② RC 構造における永続荷重や変動荷重に対する鉄筋応力の制限値は，1方向繰返し荷重を受けた場合にも，過去の実験および今回の実験の双方から，ウェブのみの矩形断面とした道示Ⅴ編式（下限式）を用い予測が可能となることを示した。

③ 道示Ⅴ編式を適用し，修正トラス理論を適用する場合の前提条件を明確に示した。

④ 本研究の結果から，コンクリートはりのせん断耐荷力推定式【下限式】は表-5.1.1 のように提案される。

⑤ 提案式のばらつきは変動係数として 20%程度あること，また，5%フラクタイル値を与えるための部分係数は 0.65 とすればよい。

表-5.1.1 せん断耐力式【斜め引張破壊耐力】（案）

【提案式：下限式】 $S_u = 0.65 \cdot S_{cr} + 0.65 \cdot S_{sr} + 1.0 \cdot S_{pr}$ （斜引張破壊）

$S_{cr} = k_c \tau_{cr} b_w d + \frac{M_0}{M_d} S_d$ ただし，$\frac{M_0}{M_d} \leqq 1.0$ かつ $S_{cr} \leqq S_{cmax}$ 【平均式】 $k_c = 1.3$:下限式からの換算係数 $S_{cmax} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{\sigma_{ctd}(\sigma_{ctd} + \alpha \sigma_{cdm})}$ $\sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$ $\alpha = 0.8$ σ_{cdm}：ウェブ中心位置における有効プレストレスによるコンクリートの軸方向圧縮応力度	$S_{sr} = c_{ds} k_s \Sigma \frac{A_w \sigma_{syk} d(\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a}$ 【平均式】 $k_s = 1.3$:下限式からの換算係数 $c_{ds} = 1.0$：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担する低減係数(桁構造の場合，1.0 が標準値)	$S_{pr} = A_p \sigma_{pe} \sin\alpha$ 【平均式】

τ_{cr}式（有効高さ，鉄筋比が考慮できる道示 V 式を基本に構築された実験式）

$$\tau_{cr} = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c$$ 【下限（平均-2σ）式】

$$\tau_c = 0.453 \times (24/\sigma_{ck})^{-\frac{1}{3}} / 1.3$$
$$c_c = 1.0$$
$$c_e = d^{-0.33}$$
$$c_{pt} = (0.3/p_t)^{-\frac{1}{3}}$$

S_uは，ウェブ圧壊耐力を超えない（下式）

$$S_u \leqq \tau_{max} \cdot b_w \cdot d$$
$$\tau_{max} = 0.4 \cdot \sigma_{ck}/3 \quad \leqq 6MPa$$

なお，ダクト（シース）がある場合においては，グラウトしないときはその径分，グラウトするときはその径の 2/3 を実際のウェブ幅から減じる

適用の範囲および修正トラス理論を適用する前提

- コンクリートの設計基準強度：
  $21\text{MPa} \leqq \sigma_{ck} \leqq 60\text{MPa}$
  の範囲を基本とする。ただし，$\sigma_{ck} < 21\text{MPa}$の場合は適用範囲外とし，$\sigma_{ck} > 60\text{MPa}$の場合は$\sigma_{ck} = 60\text{MPa}$の値を用いてよい。
- 最低スターラップ量：$p_w \geqq 0.2\%$
- 最大スターラップ量：ウェブ圧壊耐力により制限
- スターラップの降伏点強度：$\sigma_{sy} \leqq 345\text{MPa}$の範囲で適用する
- 軸方向鉄筋比による係数c_{pt}の適用の範囲：
  $0.7 \leqq c_{pt} \leqq 2.2$ （$0.1\% \leqq p_t \leqq 3.0\%$，$p_t$は 0.1％未満としないこと，3％を超える場合は 3％の値とする）
- 部材高 d による係数c_eの適用の範囲：
  $0.5 \leqq c_e \leqq 1.4$ （$0.3m \leqq d \leqq 10m$，$0.3m$未満は$0.3m$の値，$10m$を超える場合は$10m$の値を用いる）
- スターラップの形状：軸方向引張鉄筋を取り囲む形状とする
- スターラップの配置間隔：計算上スターラップが必要な箇所の配置間隔は$0.5d$以下，計算上スターラップが不要な箇所は$0.75d$以下で配置する。
- 桁高があることへの配慮：曲げモーメントシフト量$1d$に対する軸方向鉄筋を配置する

【付録】

付録１．せん断支間比

付録 2. 修正トラス理論によるせん断耐力

付録 3. コンクリートが負担できるせん断応力度とコンクリート引張強度の関係

付録 4. コンクリートの引張強度式の確からしさの評価

付録１　せん断支間比

せん断支間比（a/d）は，コンクリートはり内に生じるアーチ機構によって受け持たれる斜め圧縮応力の圧力線の傾斜角比を表すものであり，つぎのように曲げモーメントとせん断力の比率の相対的な大きさを表す尺度でもある [1]。この指標により大略のせん断破壊の形態の区分が可能となる。

$$\frac{a}{d} = \frac{S \cdot a}{S \cdot d} = \frac{1}{d} \cdot \frac{M}{S} \quad \cdots\cdots \quad (付\ 1\text{-}1)$$

ここに，

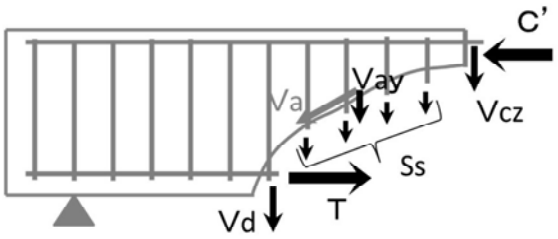
a：せん断支間比
d：部材の有効高さ
S：作用せん断力
M：作用曲げモーメント

付録 2　修正トラス理論によるせん断耐力

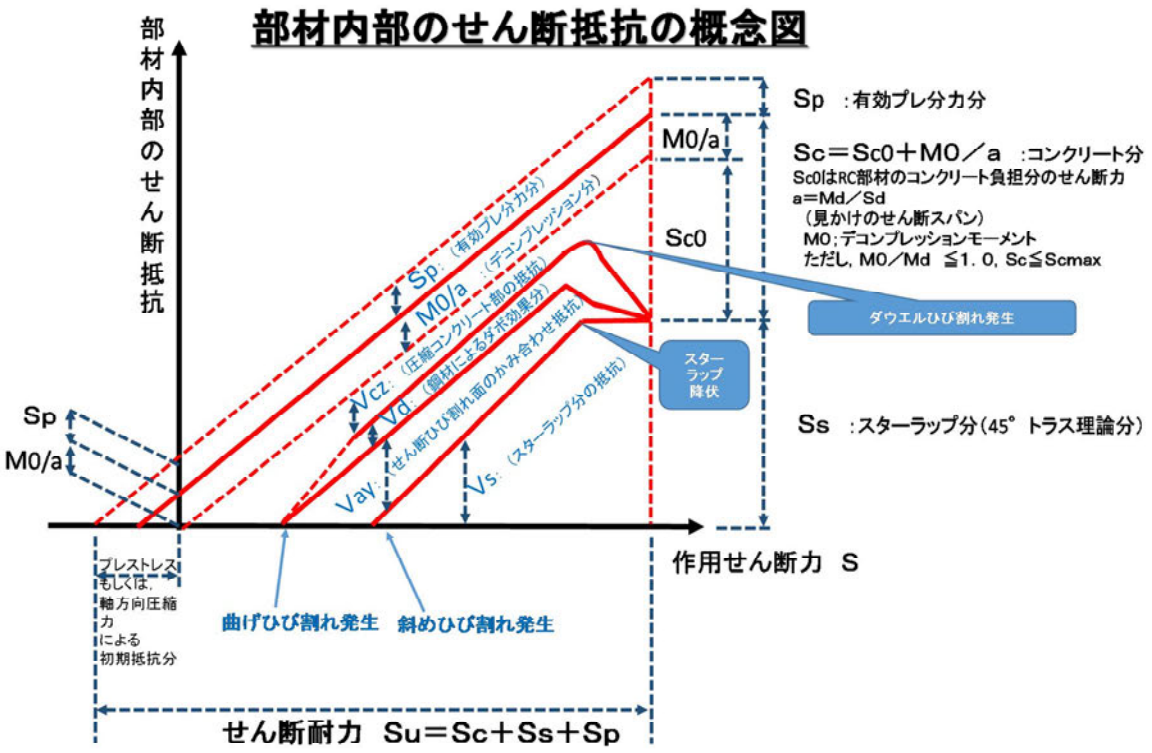
ひび割れが発生した後のせん断耐荷機構である修正トラス理論による機構では，せん断補強鉄筋が負担するせん断力だけでなく，コンクリートが負担するせん断力も考慮している。図付 2-1 は，この考え方に従い，せん断補強鉄筋（スターラップ）を有する RC けたにおいて，せん断ひび割れ面で切断したフリーボディーに作用する力を示している。これら鉛直方向の力の合計が，作用しているせん断力につり合うことになる。すなわち，プレストレスの効果を考慮しないコンクリートが負担するせん断力S_{c0}は，ひび割れの生じていないコンクリートのせん断力V_{cz}と，ひび割れに沿った骨材のかみ合わせによるコンクリートのせん断力V_{ay}，鉄筋のダウエル作用によるせん断力V_dの和となる。また，これらの和以外に，フリーボディーの断面には，コンクリートの曲げ圧縮力C'，せん断補強鉄筋の引張力S_s，軸方向鉄筋の引張力Tが生じている。

図付 2-2 は，鉄筋コンクリートにおける修正トラス理論にプレストレスを導入した場合について，部材に作用するせん断力と部材内部のせん断抵抗の関係を模式的に示したものであり，それぞれの内部抵抗の累加がせん断耐荷力となることを示している。ここで，プレストレスによる効果であるS_pと$\frac{M_0}{a}$は予め与えられた作用に抵抗する力であるため，任意のせん断力において不変量（一定）となる。一方，せん断補強筋は，斜めひび割れ発生後から，せん断力の一部を分担するようになり，また斜めひび割れ面での骨材のかみ合わせ作用であるせん断伝達力V_{ay}を維持させ，主鉄筋のせん断抵抗であるダウエル作用V_dを増加させていくため，任意のせん断力においてコンクリートが負担するせん断力は，斜めひび割れ前のせん断力$S_{c0}(=V_{cz}+V_{ay}+V_d)$をほぼ保つこととなる。これより，プレストレスの導入されない RC 部材のせん断耐力は$S_{c0}+S_s$で表され，プレストレスが導入された場合のせん断耐力は，$S_{c0}+S_s+\frac{M_0}{a}+S_p$となることが解る。

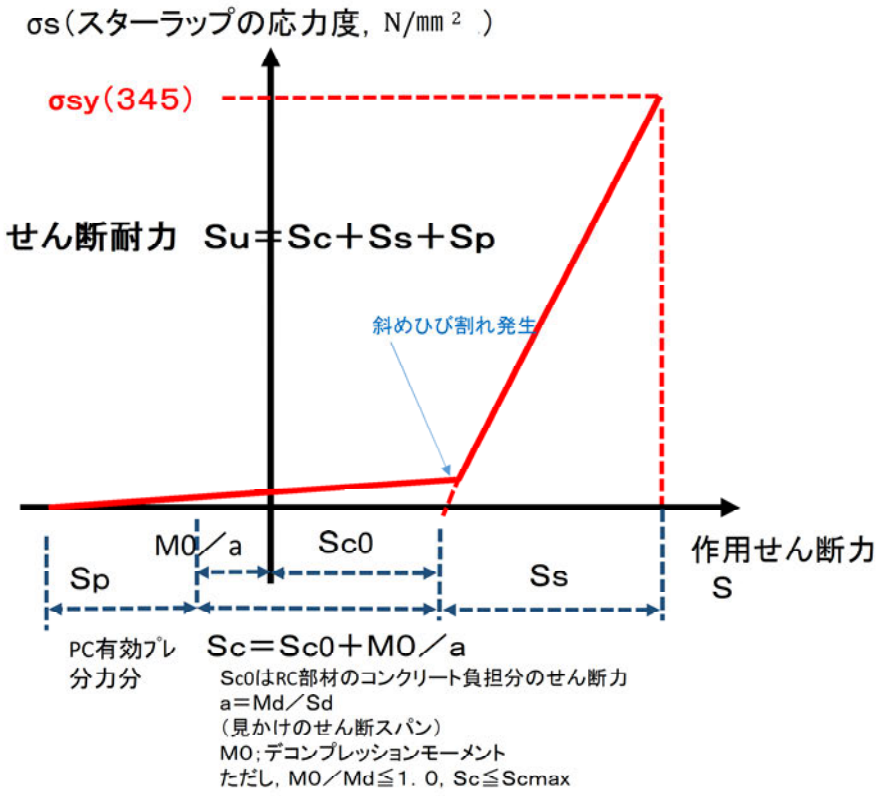
図付 2-3 は，せん断力とせん断補強筋（スターラップ）応力の関係を模式化したものであり，せん断補強筋は斜めひび割れが生じたあとせん断力を負担していくことを示したものとなる。



図付 2-1　フリーボディーに作用する力のつり合い



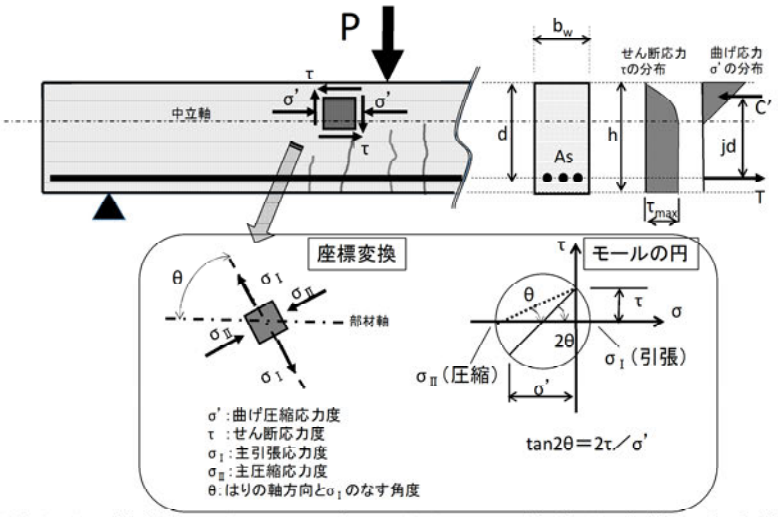
図付 2-2　修正トラス理論の概念図（累加法のイメージ）



図付 2-3　修正トラス理論におけるスターラップの応力履歴のイメージ

付録３　コンクリートが負担できるせん断応力度とコンクリート引張強度の関係

CEB-FIP1976 のτ_c式とコンクリート引張強度との関係に関してRC部材のせん断応力度は，中立軸位置におけるもので，$\tau_{max}=\frac{S}{b_w \cdot jd}$　で与えられ，この位置で最大値となる。RC 部材の断面計算においては，曲げ引張側のコンクリート強度は無視（ゼロ）するため，中立軸より引張側ではτ_{max}の一定値となる。せん断応力度は圧縮側の圧縮縁でゼロ，中立軸位置でτ_{max}となるパラボラとなる（図付 3-1）。



図付 3-1　鉄筋コンクリート矩形はりのひび割れ発生後の応力状態

ここに，S：作用せん断力，b_w；部材の幅，d：部材の有効高さ，jd：部材断面の引張応力の合力と圧縮応力の合力の間の距離（$jd \fallingdotseq d/1.15$）である。斜引張応力度（主引張応力）は，座標軸を変換することで，

$$\sigma_I = -\frac{\sigma'}{2}+\frac{1}{2}\cdot\sqrt{\sigma'^2+4\cdot\tau^2} \quad \cdots\cdots (付\ 3\text{-}1)$$

として与えられる。ここで，σ'は曲げ圧縮応力度，τはせん断応力度である。これより，

$$\tau=\sqrt{(\sigma_I+\sigma')\cdot\sigma_I} \quad \cdots\cdots (付\ 3\text{-}2)$$

と表せる。中立軸位置において，ひび割れが発生する限界のせん断応力度は，σ_{ck}をコンクリートの設計基準強度とし，コンクリートの引張強度をσ_{ctd}　$(=0.23\cdot\sigma_{ck}^{2/3})$とすれば，

$$\tau_{cmax}=\sqrt{(\sigma_{ctd}+\sigma')\cdot\sigma_{ctd}} \quad \cdots\cdots (付\ 3\text{-}3)$$

となる。RC 構造の場合，中立軸位置から下側では$\sigma'=0$であるため，

$$\tau_{cmax}=\sigma_{ctd} \quad \cdots\cdots (付\ 3\text{-}4)$$

となる。よって，道示で用いている平均せん断応力度は，

$$\tau_m=\frac{S}{b_w\cdot d}=\frac{\tau_{cmax}}{1.15}=\frac{\sigma_{ctd}}{1.15}=0.23\cdot\frac{\sigma_{ck}^{2/3}}{1.15}=0.20\cdot\sigma_{ck}^{2/3} \quad \cdots\cdots (付\ 3\text{-}5)$$

となり，CEB-FIP1976 のせん断補強筋があるf_{ctd}と一致することとなる。すなわち，

$$\tau_c=0.6\times f_{ctd}=0.6\times 0.2\times\frac{\sigma_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad \cdots\cdots (付\ 3\text{-}6)$$

である。（CEB-FIP1976 では，f_{ctd}はコンクリートの引張強度とされている。）これより，

$$\tau_c = 0.6 \times \sigma_{ctd}/1.15 \cong 0.5 \cdot \sigma_{ctd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（付 3-7）}$$

となる。

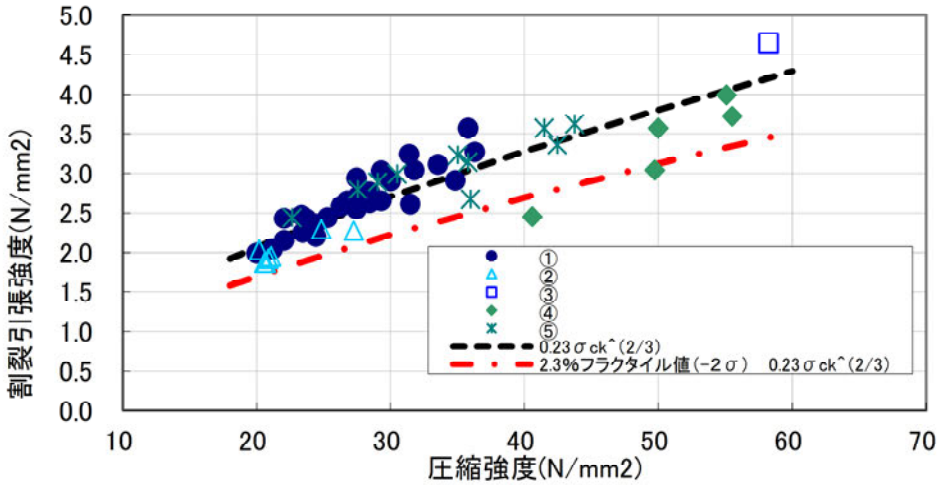
付録 4　コンクリートの引張強度式の確からしさの評価

道示Ⅳ編，コン示で適用されているコンクリートの引張強度$\sigma_{ctd}(\mathrm{N/mm^2})$の推定式は，コンクリートの圧縮強度$\sigma_{ck}(\mathrm{N/mm^2})$を用いて，式（付 4-1）により表される。

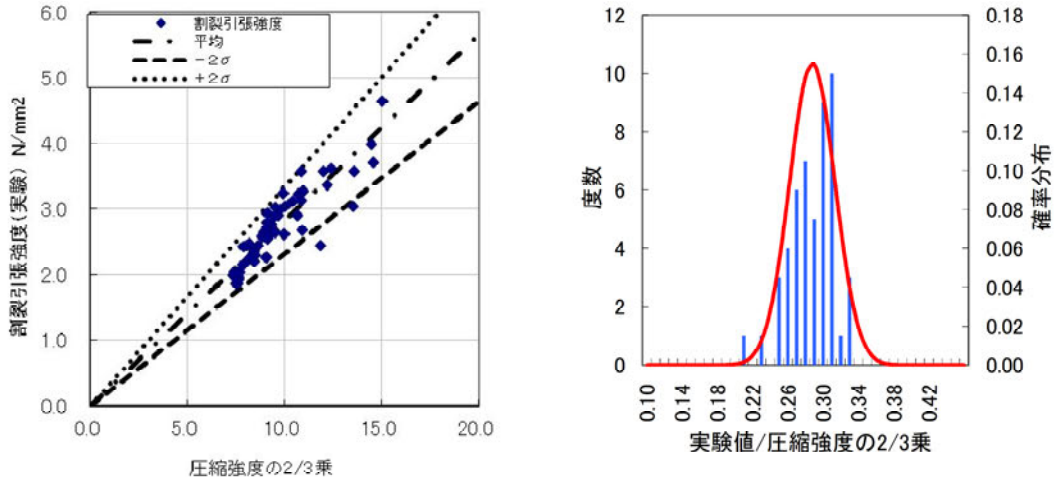
$$\sigma_{ctd} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad （付 4-1）$$

ここでは，コンクリートの引張強度式の確からしさに関して，既往の実験結果と対比することで評価した。評価に用いた実験データは参考文献 2）～6）の n=50 体（弱材齢の供試体を含む）である。なお，引張強度は割裂引張実験の値と同等であるため，割裂引張試験値と圧縮強度試験値を用いて評価している。

圧縮強度の 2/3 乗と実験結果の比較を図付 4-1 に示す。実験値を圧縮強度の 2/3 乗で除した値は，バイアス 0.283，標準偏差 0.026，変動係数 0.090 となった。この場合の 2.3%フラクタイル値は，$0.283(1-0.09\times 2)=0.232$となることから，圧縮強度の 2/3 乗に 0.23 を乗じた式（付 4-1）は，引張強度の平均値に対して 2.3%フラクタイル値を与えるものであることがわかる。



①から⑤の実験データは参考文献２）～６）を参照とし，詳細については“巻末資料”に示している。



図付 4-1　コンクリートの引張強度式のばらつき

付録の参考文献

1) 小林和夫著：コンクリート構造学　第4版，森北出版，2009.2，PP.82-83
2) 土木研究所：土木研究所資料第3418号　コンクリートの引張強度に関する調査報告書　表-3.2～表-3.4，平成8年（図付4-1の①）
3) 土木研究所：土木研究所資料第3426号　大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集　管理供試体試験結果，平成8年11月（図付4-1の②）
4) 土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：共同研究報告書第96号　高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書―高強度コンクリートPCはり部材の終局曲げ強度・変形性能に関する調査―　P12，平成6年3月（図付4-1の③）
5) 土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：共同研究報告書第122号　高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書―高強度コンクリートPCはり部材の曲げせん断強度に関する調査―　P18～，平成7年3月（図付4-1の④）
6) 土木研究所：土木研究所資料第1981号　高炉スラグ砕石コンクリートのせん断試験　P7　図6，1983.3（図付4-1の⑤）

※2)～6）の詳細については“巻末資料”に示している。

【巻末資料】

既往せん断実験データ集

◆せん断補強鉄筋を有しない RC 矩形断面はりの既往実験データ

◆せん断補強鉄筋を有する RC 矩形断面はりの既往実験データ

◆せん断補強鉄筋を有する PC はりの既往実験データ

◆せん断補強鉄筋を有しない PC はりの既往実験データ

◆曲げ上げ鋼材を有する PC はりの既往実験データ

◆せん断補強鉄筋を有しない RC-T けたの既往実験データ

◆せん断補強鉄筋を有する RC-T けたの既往実験データ

◆コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度

【既往せん断実験データ集】

◆せん断補強鉄筋を有しないＲＣ矩形断面はりの既往実験データ

せん断補強鉄筋を有しないRC矩形断面はりの既往実験データ

	文献	供試体No.	鉄筋比 pt －	圧縮強度 fc N/mm2	有効高 d mm	せん断スパン比 a/d	実験値 τu N/mm2	Ⅲ編式（平均式） τc N/mm2	Ⅴ編式（平均式） τc N/mm2
1	①	5	0.0040	21.9	1,000.0	3.00	0.40	0.94	0.48
2	①	6	0.0040	28.5	2,000.0	3.00	0.35	1.12	0.42
3	①	7	0.0041	24.3	3,000.0	3.00	0.32	1.01	0.35
4	②	No.1	0.0028	28.0	2,000.0	3.00	0.34	1.11	0.37
5	②	No.2	0.0014	27.1	2,000.0	3.00	0.32	1.08	0.29
6	②	No.3	0.0014	25.4	1,000.0	3.00	0.38	1.04	0.36
7	③	F-049	0.0123	20.3	155.0	3.00	1.46	0.89	1.27
8	③	F-050	0.0124	22.6	240.0	3.00	1.18	0.96	1.14
9	③	F-051	0.0123	20.3	350.0	3.00	1.01	0.89	0.97
10	③	F-052	0.0124	25.1	470.0	3.00	0.91	1.03	0.95
11	③	F-053	0.0123	20.3	620.0	3.00	0.74	0.89	0.80
12	④	A1	0.0135	36.4	930.0	2.80	0.96	1.32	0.88
13	④	A2	0.0135	31.9	930.0	2.80	0.88	1.21	0.84
14	④	B1	0.0135	34.0	465.0	2.80	1.12	1.26	1.08
15	④	B2	0.0135	31.0	465.0	2.80	0.94	1.18	1.05
16	④	C1	0.0135	32.0	232.5	2.80	0.97	1.21	1.33
17	⑤	55	0.0280	25.1	134.6	3.02	1.61	1.03	1.88
18	⑤	60	0.0264	26.8	138.7	2.93	1.83	1.07	1.86
19	⑤	71	0.0266	27.4	544.1	2.99	1.21	1.09	1.20
20	⑤	74	0.0284	27.2	523.2	3.12	1.35	1.09	1.24
21	⑤	75	0.0284	27.3	524.0	3.11	1.35	1.09	1.24
22	⑤	83	0.0274	27.4	271.3	3.00	1.54	1.09	1.53
23	⑤	97	0.0268	27.2	276.4	3.00	1.48	1.09	1.50
24	⑤	3043	0.0271	27.0	1,092.2	3.00	0.98	1.08	0.95
25	⑥	A-1-1	0.0126	24.8	300.0	3.00	1.07	1.02	1.10
26	⑥	A-1-2	0.0126	24.8	300.0	3.00	0.95	1.02	1.10
27	⑥	A-2-1	0.0135	27.3	500.0	3.00	0.96	1.09	0.98
28	⑥	A-2-2	0.0135	27.3	500.0	3.00	1.18	1.09	0.98
29	⑥	A-3-1	0.0122	20.7	950.0	3.00	0.70	0.90	0.70
30	⑥	A-3-2	0.0122	20.6	950.0	3.00	0.76	0.90	0.70
31	⑥	A-4-1	0.0120	22.2	2,000.0	3.00	0.60	0.95	0.56
32	⑥	A-4-2	0.0120	23.1	2,000.0	3.00	0.56	0.97	0.57
33	⑥	B-2-1	0.0135	23.7	500.0	3.00	1.09	0.99	0.94
34	⑥	B-2-2	0.0135	23.7	500.0	3.00	0.98	0.99	0.94
35	③	A-001	0.0123	10.4	350.0	3.00	1.01	0.57	0.78
36	③	A-002	0.0123	10.9	350.0	3.00	0.95	0.59	0.79
37	③	A-003	0.0123	12.9	350.0	3.00	0.78	0.66	0.84
38	③	A-004	0.0123	15.4	350.0	3.00	1.18	0.74	0.88
39	③	A-005	0.0123	16.9	350.0	3.00	1.16	0.79	0.91
40	③	A-006	0.0123	18.3	350.0	3.00	1.04	0.83	0.94
41	③	A-007	0.0123	21.9	350.0	3.00	1.41	0.94	0.99
42	③	A-008	0.0123	24.1	350.0	3.00	1.47	1.00	1.03
43	③	A-009	0.0123	34.9	350.0	3.00	1.40	1.28	1.16
44	③	A-010	0.0123	34.9	350.0	3.00	1.37	1.28	1.16
45	③	A-011	0.0123	42.7	350.0	3.00	1.30	1.47	1.24
46	③	A-012	0.0123	42.7	350.0	3.00	1.36	1.47	1.24
47	③	A-013	0.0123	47.8	350.0	3.00	1.46	1.58	1.29
48	③	A-014	0.0123	47.8	350.0	3.00	1.23	1.58	1.29
49	③	C-035	0.0123	12.6	350.0	3.00	0.94	0.65	0.83
50	③	G-054	0.0085	19.1	350.0	3.00	0.87	0.86	0.84
51	③	G-055	0.0166	22.6	350.0	3.00	0.94	0.96	1.11
52	③	G-056	0.0217	19.1	350.0	3.00	1.11	0.86	1.15
53	③	H-057	0.0122	19.1	350.0	3.00	1.02	0.86	0.95
54	③	H-058	0.0127	19.1	350.0	3.00	1.04	0.86	0.96
55	③	H-059	0.0227	19.1	350.0	3.00	1.22	0.86	1.17
56	③	H-060	0.0227	19.1	350.0	3.00	1.04	0.86	1.17
57	③	J-066	0.0161	23.4	240.0	3.00	1.27	0.98	1.26
58	⑦	L2-35-00	0.0120	50.0	350.0	3.00	1.85	1.63	1.30
59	⑦	L3-35-00	0.0120	55.1	350.0	3.00	1.49	1.74	1.34
60	⑦	L4-35-00	0.0120	55.5	350.0	3.00	1.40	1.75	1.35

【参考文献】
①井畔瑞人，塩屋俊幸，野尻陽一，秋山暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集，第348号，1984.8
②二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号，1986.8
③建設省土木研究所：鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集，土木研究所資料2045号，1984.3
④P.J.Taylar : Shear strength of large beams, Proc. Of ASCE ST11, 1972
⑤G.N.J. Kani : How safe are our large reinforced concrete beams?, 'Journal of ACI,March,1967
⑥建設省土木研究所：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第3426号，1996.1
⑦建設省土木研究所：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書－高強度コンクリートPCはり部材の曲げせん断強度に関する調査－，共同研究報告書第122号,1995.3

◆せん断補強鉄筋を有するＲＣ矩形断面はりの既往実験データ（土研資料 4044 号）

せん断補強鉄筋を有するRC矩形断面はりの既往実験データ

	番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	a (mm)	As (mm2)	a/d	pt (%)	pw (%)	Vexp (kN)	VcalV（下限式） Vc (kN)	Vs (kN)	VcalV (kN)	Vexp/VcalV
1	1	33.4	530.0	363.0	650	600	500	1,500	3,212.0	2.50	1.071	0.106	535.0	211.1	100.0	311.1	1.72
2	2	34.8	530.0	821.0	650	600	500	1,500	3,212.0	2.50	1.071	0.106	692.0	214.0	226.1	440.1	1.57
3	A	18.9	538.0	371.0	650	600	500	1,500	3,212.0	2.50	1.071	0.106	431.0	174.6	102.2	276.8	1.56
4	182	35.6	722.0	380.0	650	600	500	1,500	3,212.0	2.50	1.071	0.053	397.0	215.6	52.3	268.0	1.48
5	A	35.7	719.0	363.0	410	350	290	1,040	1,146.0	2.97	1,129	0.182	207.0	88.8	58.3	147.1	1.41
6	3	23.0	490.0	974.0	450	400	300	1,200	2,569.6	3.00	2.141	0.211	274.0	107.4	214.6	322.0	0.85
7	2	22.6	490.0	974.0	450	400	300	1,200	2,569.6	3.00	2.141	0.141	237.0	106.8	143.1	249.8	0.95
8	1	23.4	490.0	974.0	450	400	300	1,200	2,569.6	3.00	2.141	0.070	174.0	108.0	71.5	179.6	0.97
9	5	31.5	490.0	974.0	450	400	300	1,200	2,569.6	3.00	2.141	0.141	274.0	119.3	143.1	262.3	1.04
10	4	29.9	490.0	974.0	450	400	300	1,200	2,569.6	3.00	2,141	0.070	235.0	117.2	71.5	188.7	1.25
11	A1	27.9	900.0	360.0	–	400	250	1,200	1,013.4	3.00	1.013	0.380	287.0	74.4	119.1	193.5	1.48
12	C1	35.5	900.0	360.0	–	200	150	800	1,013.4	4.00	3.378	0.422	115.0	45.4	39.7	85.1	1.35
13	4	93.2	724.0	1,138.0	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.090	406.0	203.7	125.4	329.0	1.23
14	5	102.8	724.0	929.7	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.204	660.0	210.5	230.7	441.1	1.50
15	6	98.5	724.0	814.3	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.362	662.0	207.5	358.9	566.3	1.17
16	7	107.7	724.0	929.7	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.272	648.0	213.7	307.6	521.3	1.24
17	8	102.7	724.0	814.3	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.483	665.0	210.4	478.5	688.8	0.97
18	10	95.0	724.0	1,138.0	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.121	425.0	205.0	167.1	372.1	1.14
19	S0-B0-S	16.9	337.0	323.7	240	200	150	500	595.8	2.50	1.986	0.282	52.8	29.7	23.8	53.5	0.99
20	2	49.4	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.158	381.0	160.5	143.9	304.4	1.25
21	3	51.0	698.2	803.0	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.178	376.8	162.2	174.3	336.5	1.12
22	4	55.2	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.211	437.4	166.5	191.9	358.4	1.22
23	5	27.8	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.158	274.5	132.5	143.9	276.4	0.99
24	2	27.4	369.0	250.0	300	239	200	920	1,771.3	3.85	3.706	0.056	80.5	64.5	5.8	70.4	1.14
25	3	24.2	369.0	357.0	300	239	200	920	1,771.3	3.85	3.706	0.244	125.0	61.9	36.1	98.1	1.27
26	1	75.0	742.0	1,128.0	450	400	600	1,200	5,559.4	3.00	2.316	0.119	897.0	327.0	279.9	606.9	1.48
27	2	78.1	742.0	1,128.0	450	400	525	1,200	4,765.2	3.00	2.269	0.136	769.0	288.0	279.9	567.9	1.35
28	3	78.2	742.0	1,128.0	450	400	435	1,200	3,971.0	3.00	2.282	0.164	742.0	239.2	279.9	519.1	1.43
29	4	79.5	742.0	1,111.0	450	400	350	1,200	3,176.8	3.00	2.269	0.241	494.0	193.2	326.4	519.6	0.95
30	41	20.6	750.0	388.0	450	400	300	1,000	2,568.0	2.50	2,140	0.480	324.0	103.5	194.3	297.8	1.09
31	3	75.3	709.0	1,065.0	750	690	500	2,070	6,840.0	3.00	1.983	0.253	1,360.0	373.3	809.6	1,182.9	1.15
32	4	73.5	709.0	1,086.0	750	690	500	2,070	4,560.0	3.00	1.322	0.095	619.7	323.5	309.9	633.3	0.98
33	5	33.9	700.0	1,029.0	750	690	500	2,070	6,840.0	3.00	1.983	0.225	919.5	286.1	695.3	981.4	0.94
34	6	54.3	700.0	1,029.0	750	690	500	2,070	6,840.0	3.00	1.983	0.225	1,067.7	334.8	695.3	1,030.1	1.04
35	7	35.6	700.0	1,403.0	750	690	500	2,070	6,840.0	3.00	1.983	0.160	868.6	290.8	673.4	964.2	0.90
36	8	54.7	700.0	1,403.0	750	690	500	2,070	6,840.0	3.00	1.983	0.160	1,173.1	335.6	673.4	1,009.0	1.16
37	OC-30	27.8	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.158	274.5	132.5	143.9	276.4	0.99
38	SCC-30	32.7	754.3	705.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.158	310.0	139.9	136.0	275.9	1.12
39	TYPE2	81.0	737.0	1,028.0	450	400	600	1,200	5,559.4	3.00	2.316	0.159	885.0	335.5	340.1	675.6	1.31
40	TYPE3	83.2	737.0	1,028.0	450	400	600	1,200	4,765.2	3.00	1.986	0.159	751.0	321.5	340.1	661.6	1.14
41	TYPE4	79.7	737.0	1,028.0	450	400	600	1,200	3,971.0	3.00	1,655	0.159	716.0	298.3	340.1	638.3	1.12
42	No.3	82.5	382.4	338.6	1,300	1,200	500	3,600	9,566.0	3.00	1.594	0.169	1,104.2	518.5	298.4	816.9	1.35
43	No.2	49.4	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.158	381.0	160.5	143.9	304.4	1.25
44	No.3	55.2	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.211	427.0	166.5	191.9	358.4	1.19
45	No.4	27.8	698.2	746.6	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.158	274.5	132.5	143.9	276.4	0.99
46	No.5	51.0	698.2	803.0	400	350	400	1,050	2,569.6	3.00	1.835	0.178	376.8	162.2	174.3	336.5	1.12
47	HAS-str-1	115.0	952.0	382.0	300	250	150	750	562.5	3.00	1.500	0.450	163.0	59.5	56.1	115.6	1.41
48	HAS-str-2	115.0	952.0	360.0	300	234	200	700	1,591.2	2.99	3.400	0.420	201.0	99.7	61.5	161.3	1.25
49	AS-str	87.0	952.0	343.0	300	234	200	1,050	702.0	4.49	1.500	0.450	142.0	69.2	62.8	132.0	1.08
50	LAS-str-1	101.0	952.0	382.0	300	250	150	750	562.5	3.00	1.500	0.450	154.0	57.0	56.1	113.1	1.36
51	LAS-str-2	101.0	952.0	360.0	300	234	200	700	1,591.2	2.99	3.400	0.420	199.0	95.5	61.5	157.0	1.27
52	LAS-str-3	101.0	952.0	343.0	300	250	150	750	562.5	3.00	1.500	0.450	135.0	57.0	50.3	107.3	1.26
53	20W-d29	103.4	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	78.0	65.1	7.9	72.9	1.07
54	20S-d22	95.0	593.0	295.0	220	183	140	650	774.2	3.55	3.022	0.120	59.1	53.4	7.9	61.3	0.96
55	20S-d29	92.2	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	68.3	62.6	7.9	70.5	0.97
56	30W-d22	70.5	593.0	295.0	220	183	140	650	774.2	3.55	3.022	0.120	53.5	48.4	7.9	56.2	0.95
57	30W-d29	81.6	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	65.6	60.1	7.9	68.0	0.96
58	30S-d29	67.3	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	61.5	56.4	7.9	64.2	0.96
59	30D-d29	80.8	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	65.4	59.9	7.9	67.8	0.96
60	53W-d29	47.1	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	54.6	50.1	7.9	57.9	0.94
61	53D-d29	53.0	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	56.8	52.1	7.9	59.9	0.95
62	53S-d22	39.6	593.0	295.0	220	183	140	650	774.2	3.55	3.022	0.120	44.2	39.9	7.9	47.8	0.92
63	53S-d29	39.5	572.0	295.0	220	183	140	650	1,284.8	3.55	5.015	0.120	51.5	47.2	7.9	55.1	0.93
64	MHB2.5-25	52.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.250	98.6	46.8	24.2	71.0	1.39
65	MHB2.5-50	52.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.470	138.7	46.8	45.5	92.3	1.50
66	MHB2.5-75	52.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.710	159.4	46.8	68.7	115.5	1.38
67	MHB2.5-100	52.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.940	164.2	46.8	90.9	137.7	1.19
68	HB1.5-25	73.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.250	115.6	52.4	24.2	76.6	1.51
69	HB1.5-50	73.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.470	148.9	52.4	45.5	97.9	1.52
70	HB1.5-75	73.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.710	166.9	52.4	68.7	121.1	1.38
71	HB1.5-100	73.0	414.0	414.0	250	215	125	538	1,013.2	2.50	3.770	0.940	183.8	52.4	90.9	143.3	1.28
72	N1-N	36.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.081	457.0	237.2	74.8	312.0	1.46
73	N2-S	36.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.081	363.0	237.2	74.8	312.0	1.16
74	N2-N	36.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.116	483.0	237.2	106.8	344.0	1.40
75	M1-N	67.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.081	405.0	291.8	74.8	366.5	1.10
76	M2-S	67.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.116	552.0	291.8	106.8	398.6	1.38
77	M2-N	67.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.163	689.0	291.8	149.5	441.3	1.56
78	H1-N	87.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.081	483.0	318.3	74.8	393.1	1.23
79	H2-S	87.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2.800	0.140	598.0	318.3	128.2	446.5	1.34
80	H2-N	87.0	400.0	430.0	750	655	375	2,000	6,877.5	3.05	2,800	0.233	721.0	318.3	213.6	531.9	1.36
81	G4	62.7	434.0	379.0	305	279	178	1,118	1,641.2	4.00	3.300	0.171	162.0	80.9	28.0	108.9	1.49
82	G5	40.0	434.0	379.0	305	279	178	1,118	1,243.3	4.00	2.500	0.171	121.9	63.5	28.0	91.5	1.33
83	G6	20.7	434.0	379.0	305	279	178	1,118	1,243.3	4.00	2,500	0.171	85.5	50.9	28.0	79.0	1.08
84	NNW-3	42.9	421.0	324.0	254	203	127	610	825.8	3.00	3.200	0.490	87.0	40.6	35.6	76.3	1.14
85	NHW-3	103.4	421.0	324.0	254	198	127	594	1,142.3	3.00	4.540	0.510	102.4	60.2	36.2	96.4	1.06
86	NHW-3a	94.7	421.0	324.0	254	198	127	594	1,142.3	3.00	4.540	0.650	108.2	58.5	46.1	104.6	1.04
87	NHW-3b	108.7	421.0	324.0	254	198	127	594	1,142.3	3.00	4.540	0.780	122.5	61.2	55.3	116.5	1.05
88	NHW-4	104.0	421.0	324.0	254	198	127	792	1,142.3	4.00	4.540	0.510	93.7	60.3	36.2	96.5	0.97
89	AL2-N	40.4	495.0	820.0	270	235	180	940	942.5	4.00	2.228	0.093	114.7	55.2	28.1	83.2	1.38
90	AL2-H	75.3	495.0	820.0	270	235	180	940	942.5	4.00	2.228	0.093	122.6	67.9	28.1	96.0	1.28
91	AS2-N	39.0	495.0	820.0	270	235	180	588	942.5	2.50	2.228	0.093	189.3	54.5	28.1	82.6	2.29
92	AS2-H	75.5	495.0	820.0	270	232	180	580	942.5	2.50	2.257	0.093	201.0	67.7	27.7	95.4	2.11
93	AS3-N	40.2	495.0	820.0	270	235	180	588	942.5	2.50	2.228	0.140	199.1	55.1	42.1	97.2	2.05
94	AS3-H	71.8	495.0	820.0	270	235	180	588	942.5	2.50	2.228	0.140	199.1	66.8	42.1	108.9	1.83
95	BL2-H	75.7	539.9	820.0	270	233	180	932	1,182.8	4.00	2.820	0.093	138.3	73.2	27.8	101.0	1.37
96	BS2-H	73.9	539.9	820.0	270	233	180	583	1,182.8	2.50	2.820	0.093	223.5	72.6	27.8	100.4	2.23
97	BS3-H	73.4	539.9	820.0	270	233	180	583	1,182.8	2.50	2.820	0.140	228.1	72.4	41.8	114.2	2.00
98	BS4-H	80.1	539.9	820.0	270	233	180	583	1,182.8	2.50	2.820	0.186	206.9	74.5	55.7	130.2	1.59
99	CL2-H	70.1	543.0	820.0	270	233	180	932	1,472.6	4.00	3.511	0.093	147.2	76.7	27.8	104.5	1.41
100	CS2-H	70.2	543.0	820.0	270	233	180	583	1,472.6	2.50	3.511	0.093	247.2	76.7	27.8	104.6	2.36
101	CS3-H	74.2	543.0	820.0	270	233	180	583	1,472.6	2.50	3.511	0.140	247.2	78.2	41.8	119.9	2.06
102	CS4-H	75.7	543.0	820.0	270	233	180	583	1,472.6	2.50	3.511	0.186	220.7	78.7	55.7	134.4	1.64

せん断補強鉄筋を有するRC矩形断面はりの既往実験データ

	番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	a (mm)	As (mm2)	a/d	pt (%)	pw (%)	Vexp (kN)	Vcal V（下限式） Vc (kN)	Vs (kN)	Vcal V (kN)	Vexp/Vcal V
103	BM100	47.0	550.0	508.0	1,000	925	300	2,700	2,109.0	2.92	0.760	0.079	342.0	169.2	96.7	265.9	1.29
104	BM100D	47.0	550.0	508.0	1,000	925	300	2,700	2,913.8	2.92	1.050	0.079	461.0	188.5	96.7	285.2	1.62
105	5	51.9	500.0	270.0	-	350	150	1,250	1,254.8	3.57	2.390	0.252	125.0	66.8	31.0	97.9	1.28
106	7	47.3	500.0	350.0	-	340	150	1,250	1,963.5	3.68	3.850	0.446	207.0	74.5	69.2	143.7	1.44
107	11	47.5	500.0	330.0	-	200	150	750	1,257.0	3.75	4.190	0.503	126.0	53.8	43.3	97.1	1.30
108	1	36.4	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.140	352.0	163.3	95.5	258.8	1.36
109	2	36.4	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.070	222.2	163.3	47.6	210.8	1.05
110	3	72.3	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.070	263.0	205.2	47.6	252.8	1.04
111	4	72.3	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.070	316.2	205.2	47.6	252.8	1.25
112	5	55.8	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.140	383.1	188.3	95.5	283.8	1.35
113	7	51.3	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.070	281.1	183.0	47.6	230.6	1.22
114	8	51.3	524.7	479.2	610	539	305	1,670	4,088.7	3.10	2.490	0.070	258.4	183.0	47.6	230.6	1.12
115	1	120.0	472.3	406.7	635	559	356	1,397	3,269.1	2.50	1.645	0.074	297.3	253.0	51.8	304.8	0.98
116	2	120.0	430.9	448.2	635	559	356	1,397	6,044.3	2.50	3.042	0.432	1,097.5	310.5	334.2	644.7	1.70
117	6	72.4	430.9	445.1	870	762	457	2,286	6,044.3	3.00	1.735	0.082	665.4	344.4	110.3	454.7	1.46
118	7	72.4	472.3	445.1	870	762	457	2,286	6,538.1	3.00	1.877	0.158	787.9	353.5	213.5	567.0	1.39
119	8	125.3	472.3	445.1	870	762	457	2,286	6,538.1	3.00	1.877	0.082	482.8	424.5	110.3	534.8	0.90
120	9	125.3	472.3	445.1	870	762	457	2,286	8,172.7	3.00	2.346	0.158	749.5	457.2	213.5	670.7	1.12
121	10	125.3	472.3	445.1	870	762	457	2,286	8,172.7	3.00	2.346	0.234	1,172.2	457.2	315.2	772.4	1.52
122	S1-1	63.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	228.3	111.3	56.7	168.0	1.36
123	S1-2	63.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	208.3	111.3	56.7	168.0	1.24
124	S1-3	63.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	206.1	111.3	56.7	168.0	1.23
125	S1-4	63.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	277.9	111.3	56.7	168.0	1.65
126	S1-5	63.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	253.3	111.3	56.7	168.0	1.51
127	S1-6	63.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	224.1	111.3	56.7	168.0	1.33
128	S2-1	72.5	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.105	260.3	116.3	37.9	154.2	1.69
129	S2-2	72.5	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.126	232.5	116.3	45.5	161.8	1.44
130	S2-3	72.5	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	253.3	116.3	56.7	173.0	1.46
131	S2-4	72.5	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	219.4	116.3	56.7	173.0	1.27
132	S2-5	72.5	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.209	282.1	116.3	75.5	191.7	1.47
133	S3-1	67.4	450.0	632.0	350	297	250	740	1,232.0	2.49	1.659	0.101	209.2	96.4	41.2	137.6	1.52
134	S3-2	67.4	450.0	632.0	350	297	250	740	1,232.0	2.49	1.659	0.101	178.0	96.4	41.2	137.6	1.29
135	S3-3	67.4	452.0	632.0	350	293	250	740	2,046.0	2.53	2.793	0.101	228.6	113.6	40.7	154.3	1.48
136	S3-4	67.4	452.0	632.0	350	293	250	740	2,046.0	2.53	2.793	0.101	174.9	113.6	40.7	154.3	1.13
137	S3-5	67.4	442.0	632.0	350	299	250	720	2,760.0	2.41	3.692	0.101	296.6	126.4	41.5	167.9	1.77
138	S3-6	67.4	442.0	632.0	350	299	250	720	2,760.0	2.41	3.692	0.101	282.9	126.4	41.5	167.9	1.69
139	S4-1	87.3	452.0	569.0	600	542	250	1,300	4,092.0	2.40	3.020	0.157	354.0	191.9	105.3	297.2	1.19
140	S4-2	87.3	433.0	569.0	500	444	250	1,070	3,284.0	2.41	2.959	0.157	572.8	166.8	86.2	253.0	2.26
141	S4-3	87.3	450.0	569.0	400	346	250	830	2,464.0	2.40	2.849	0.157	243.4	139.3	67.2	206.5	1.18
142	S4-4	87.3	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	258.1	123.7	56.7	180.4	1.43
143	S4-6	87.3	442.0	569.0	250	198	250	500	1,380.0	2.53	2.788	0.157	202.9	95.2	38.5	133.6	1.52
144	S5-1	89.4	452.0	569.0	350	292	250	880	2,046.0	3.01	2.803	0.157	241.7	124.7	56.7	181.4	1.33
145	S5-2	89.4	452.0	569.0	350	292	250	800	2,046.0	2.74	2.803	0.157	259.9	124.7	56.7	181.4	1.43
146	S5-3	89.4	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	243.8	124.7	56.7	181.4	1.34
147	S7-1	74.8	433.0	569.0	350	294	250	970	3,284.0	3.30	4.468	0.105	217.2	137.9	38.2	176.0	1.23
148	S7-2	74.8	433.0	569.0	350	294	250	970	3,284.0	3.30	4.468	0.126	205.4	137.9	45.8	183.7	1.12
149	S7-3	74.8	433.0	569.0	350	294	250	970	3,284.0	3.30	4.468	0.157	246.5	137.9	57.1	195.0	1.26
150	S7-4	74.8	433.0	569.0	350	294	250	970	3,284.0	3.30	4.468	0.196	273.6	137.9	71.3	209.1	1.31
151	S7-5	74.8	433.0	569.0	350	294	250	970	3,284.0	3.30	4.468	0.224	304.4	137.9	81.5	219.3	1.39
152	S7-6	74.8	433.0	569.0	350	294	250	970	3,284.0	3.30	4.468	0.262	310.6	137.9	95.3	233.1	1.33
153	S8-1	74.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.105	272.1	117.4	37.9	155.3	1.75
154	S8-2	74.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.126	250.9	117.4	45.5	162.9	1.54
155	S8-3	74.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	309.6	117.4	56.7	174.1	1.78
156	S8-4	74.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.157	265.8	117.4	56.7	174.1	1.53
157	S8-5	74.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.196	289.2	117.4	70.8	188.2	1.54
158	S8-6	74.6	452.0	569.0	350	292	250	730	2,046.0	2.50	2.803	0.224	283.9	117.4	80.9	198.3	1.43
159	ACI56	58.0	450.0	255.0	360	310	150	1,550	1,608.9	5.00	3.460	0.139	93.6	72.3	14.3	86.6	1.08
160	TH56	63.0	450.0	255.0	360	310	150	1,550	1,608.9	5.00	3.460	0.167	103.5	74.3	17.2	91.5	1.13
161	TS56	61.0	450.0	255.0	360	310	150	1,550	1,608.9	5.00	3.460	0.239	129.2	73.5	24.6	98.2	1.32
162	ACI59	82.0	425.0	255.0	360	310	150	1,550	2,060.0	5.00	4.430	0.139	96.5	88.1	14.3	102.5	0.94
163	TH59	75.0	425.0	255.0	360	310	150	1,550	2,060.0	5.00	4.430	0.187	119.3	85.5	19.3	104.8	1.14
164	TS59	82.0	425.0	255.0	360	310	150	1,550	2,060.0	5.00	4.430	0.279	125.4	88.1	28.8	116.9	1.07
165	ACI36	75.0	450.0	255.0	360	310	150	930	1,204.4	3.00	2.590	0.139	103.0	71.5	14.3	85.9	1.20
166	TH36	75.0	450.0	255.0	360	310	150	930	1,204.4	3.00	2.590	0.167	140.9	71.5	17.2	88.7	1.59
167	TS36	75.0	450.0	255.0	360	310	150	930	1,204.4	3.00	2.590	0.239	155.9	71.5	24.6	96.2	1.62
168	ACI39	73.0	425.0	255.0	360	310	150	930	1,427.6	3.00	3.070	0.139	111.8	75.0	14.3	89.4	1.25
169	TH39	73.0	425.0	255.0	360	310	150	930	1,427.6	3.00	3.070	0.170	142.9	75.0	17.5	92.5	1.54
170	TS39	73.0	425.0	255.0	360	310	150	930	1,427.6	3.00	3.070	0.279	179.2	75.0	28.8	103.8	1.73
171	26-1	40.1	406.0	341.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.160	206.8	120.9	54.8	175.7	1.18
172	29a-1	38.8	406.0	341.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.107	159.7	119.6	36.8	156.4	1.02
173	29b-1	37.6	406.0	341.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.107	160.1	118.4	36.8	155.1	1.03
174	213.5-1	38.9	406.0	341.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.071	148.1	119.6	24.3	143.9	1.03
175	29a-2	37.2	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.115	216.6	117.9	43.0	160.9	1.35
176	29b-2	41.4	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.115	202.4	122.1	43.0	165.2	1.23
177	29c-2	24.1	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.115	161.5	102.1	43.0	145.1	1.11
178	29d-2	30.4	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.115	165.0	110.2	43.0	153.3	1.08
179	29e-2	48.5	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.115	206.4	128.8	43.0	171.8	1.20
180	29g-2	15.7	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.115	149.9	88.5	43.0	131.5	1.14
181	213.5a-2	37.0	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.078	161.5	117.6	29.1	146.8	1.10
182	218a-2	37.6	406.0	372.3	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.057	164.1	118.3	21.5	139.8	1.17
183	29-3	34.3	406.0	237.2	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.116	177.9	114.7	27.8	142.5	1.25
184	318-1	40.5	406.0	517.1	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.124	220.2	121.3	64.5	185.9	1.18
185	321-1	38.7	406.0	517.1	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.105	163.7	119.5	54.8	174.3	0.94
186	318-2	38.9	406.0	351.6	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.125	177.0	119.6	44.4	164.1	1.08
187	321-1	38.0	406.0	351.6	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.108	166.8	118.7	38.2	156.9	1.06
188	313.5-3	42.7	406.0	275.8	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.163	213.5	123.4	45.1	168.5	1.27
189	318-3	43.0	406.0	275.8	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.120	174.8	123.7	33.3	157.1	1.11
190	321-2	43.0	406.0	275.8	508	456	254	1,829	2,569.5	4.01	2.220	0.105	140.6	123.7	29.1	152.9	0.92
191	B-1-Ⅰ	22.0	408.2	310.0	-	305	305	914	722.6	3.00	0.778	0.102	100.5	63.9	25.6	89.5	1.12
192	B-2-Ⅱ	22.0	415.8	310.0	-	305	305	914	763.9	3.00	0.822	0.102	100.4	65.1	25.6	90.7	1.11
193	B-3-Ⅱ	22.0	435.8	310.0	-	305	305	914	769.7	3.00	0.828	0.102	117.4	65.3	25.6	90.9	1.29
194	I-1-Ⅰ	22.0	404.0	310.0	-	305	305	914	761.3	3.00	0.819	0.102	102.3	65.1	25.6	90.7	1.13
195	I-1-Ⅱ	22.0	404.0	310.0	-	305	305	914	761.3	3.00	0.819	0.102	101.2	65.1	25.6	90.7	1.12
196	T-1-Ⅰ	22.0	402.7	310.0	-	305	305	914	806.5	3.00	0.868	0.102	120.4	66.3	25.6	91.9	1.31
197	T-2-Ⅰ	22.2	426.1	310.0	-	305	305	914	751.6	3.00	0.809	0.102	104.8	65.0	25.6	90.6	1.16
198	T-2-Ⅱ	22.2	426.1	310.0	-	305	305	914	751.6	3.00	0.809	0.102	101.6	65.0	25.6	90.6	1.12
199	T-3-Ⅰ	22.2	444.0	310.0	-	305	305	914	725.8	3.00	0.781	0.102	95.2	64.2	25.6	89.8	1.06
200	T-3-Ⅱ	22.2	444.0	310.0	-	305	305	914	725.8	3.00	0.781	0.102	101.2	64.2	25.6	89.8	1.13
201	A-1	24.1	555.0	325.4	561	466	307	1,829	2,578.5	3.92	1.800	0.100	233.5	116.8	40.5	157.3	1.48
202	A-2	24.3	555.0	325.4	559	464	305	2,286	3,224.9	4.93	2.280	0.101	244.7	125.3	40.4	165.7	1.48
203	B-1	24.8	555.0	325.4	556	461	231	1,829	2,589.4	3.97	2.430	0.147	222.4	97.3	44.2	141.5	1.57
204	B-2	23.2	555.0	325.4	561	466	229	2,286	2,586.3	4.91	2.430	0.148	200.2	94.7	44.7	139.4	1.44
205	C-1	29.6	555.0	325.4	559	464	155	1,829	1,292.8	3.95	1.800	0.199	155.7	62.8	40.4	103.3	1.51
206	C-2	23.8	555.0	325.4	559	464	152	2,286	2,589.9	4.92	3.660	0.181	162.4	72.9	36.1	109.0	1.49
207	A1-1	24.6	320.6	331.1	457	390	203	914	2,459.2	2.34	3.100	0.380	222.5	82.9	86.8	169.6	1.31
208	2	23.6	320.6	331.1	457	390	203	914	2,459.2	2.34	3.100	0.380	209.1	81.7	86.8	168.5	1.24
209	3	23.4	320.6	331.1	457	390	203	914	2,459.2	2.34	3.100	0.380	222.5	81.4	86.8	168.2	1.32
210	4	24.8	320.6	331.1	457	390	203	914	2,459.2	2.34	3.100	0.380	244.7	83.0	86.8	169.8	1.44
211	D2-6	29.5	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.610	168.4	59.0	84.1	143.0	1.18
212	7	28.4	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.610	157.3	58.2	84.1	142.3	1.11
213	8	26.1	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.610	168.4	56.6	84.1	140.7	1.20
214	D4-1	27.4	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.490	168.4	57.5	67.6	125.0	1.35
215	2	25.6	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.490	157.3	56.3	67.6	123.8	1.27
216	3	22.1	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.490	165.1	53.5	67.6	121.1	1.36
217	D5-1	27.7	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.370	146.2	57.7	51.0	108.7	1.34
218	2	29.0	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.370	157.3	58.6	51.0	109.6	1.43
219	3	27.1	320.6	331.1	381	314	152	762	1,637.6	2.43	3.420	0.370	157.3	57.3	51.0	108.3	1.45

参考文献

土木研究所：コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入による影響とその対応，土木研究所資料第 4044 号，2007

せん断補強鉄筋を有するPCはりの既往実験データ（内ケーブル・直線配置）

	文献番号	供試体番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	a (mm)	a/d	As (mm2)	pt (%)	pw (%)	プレストレス分 有プレ 下縁σce (N/mm2)	プレストレス分 デコンプ M0=σce・I/y (kN・m)	Vexp (kN)	V編式（平均式） Vc (kN)	V編式（平均式） Vs (kN)	V編式（平均式） VcalV (kN)	Vexp/VcalV
1	今回実験【土研】	No.4-1	42.0	1,078.0	365.9	800	720	250	750	150	2250	3.125	2,493.0	1.385	0.228	10.8	365.0	784.6	347.1	169.9	517.0	1.52
2	①	T-12-20	40.7	320.0	410.0	200	170	90	150	50	400	2.353	397.2	2.596	0.586	2.0	1.4	78.5	33.8	41.6	75.4	1.04
3	①	T-12-40	40.7	320.0	410.0	200	170	90	150	50	400	2.353	397.2	2.596	0.586	3.9	2.6	72.4	37.1	41.6	78.7	0.92
4	①	HT-12-20	90.4	320.0	410.0	200	170	90	150	50	400	2.353	397.2	2.596	0.586	2.0	1.4	90.1	43.1	41.6	84.7	1.06
5	②	1-5	42.2	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1080	2.880	859.5	1.528	0.237	13.6	69.6	245.0	137.6	58.7	196.3	1.25
6	②	1-6	43.3	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1080	2.880	859.5	1.528	0.475	13.6	69.6	294.0	138.2	117.5	255.7	1.15
7	②	1-9	43.6	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1080	2.880	859.5	1.528	0.237	22.7	116.0	239.1	181.3	58.7	240.1	1.00
8	②	1-10	40.2	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1200	3.200	859.5	1.528	0.475	22.7	116.0	269.5	168.6	117.5	286.1	0.94
9	②	2-4	44.1	382.2	389.1	400	375	150	150	0	1080	2.880	859.5	1.528	0.237	19.3	77.1	192.1	145.6	58.7	204.3	0.94
10	②	4-1	41.1	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1080	2.880	859.5	1.528	0.475	9.1	46.4	264.6	115.4	117.5	232.9	1.14
11	②	4-2	44.7	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1080	2.880	859.5	1.528	0.237	18.2	92.8	245.0	160.5	58.7	219.2	1.12
12	②	4-3	41.6	382.2	389.1	400	375	150	450	100	1080	2.880	859.5	1.528	0.475	4.5	23.2	274.4	94.2	117.5	211.7	1.30
13	②	4-13	39.7	382.2	389.1	400	375	150	150	0	1080	2.880	859.5	1.528	0.475	4.8	19.3	210.7	89.5	117.5	207.0	1.02
14	②	4-14	40.4	382.2	389.1	400	375	150	150	0	1080	2.880	859.5	1.528	0.237	9.6	38.5	171.5	107.8	58.7	166.5	1.03
15	②	2-15	39.2	382.2	389.1	400	375	150	150	0	880	2.347	859.5	1.528	0.475	14.5	57.8	284.2	137.1	117.5	254.5	1.12
16	③	N-0	58.8	1,850.0	323.0	625	550	200	200	0	1650	3.000	832.2	0.757	0.158	0.0	0.0	244.0	111.4	63.6	175.0	1.39
17	③	N-8	58.8	1,850.0	323.0	625	550	200	200	0	1650	3.000	832.2	0.757	0.158	8.0	104.2	414.0	174.5	63.6	238.1	1.74

【参考文献】

① 三方康弘, 井上晋, 小林和夫, 仁木保：PCはり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果, 土木学会論文集No.669/Ⅴ-50, 149-159, 2001.2

② 佐藤勉, 石橋忠良, 山下裕章, 高田三郎：プレストレストコンクリートはりのせん断耐力と破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, VOL.9, NO.2, pp.323－328, 1987

③ 渡辺博志：正負交番荷重が作用する道路用鉄筋コンクリート棒部材および隅角部のせん断強度に関する実験的研究, 博士論文, 京都大学, H19.2

せん断補強鉄筋を有しないPCはりの既往実験データ（内ケーブル・直線配置）

	文献番号	供試体番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	a (mm)	a/d	As (mm2)	pt (%)	pw (%)	プレストレス分 有プレ 下縁σce (N/mm2)	プレストレス分 デコンプ M0=σce・I/y (kN・m)	Vexp (kN)	V編式（平均式） Vc (kN)	V編式（平均式） Vs (kN)	V編式（平均式） VcalV (kN)	Vexp/VcalV
1	⑤	1	41.7	345.0	345.0	450	425	150	150	0	990	2.329	860.0	1.349	0.000	8.9	45.1	170.5	121.6	0.0	121.6	1.40
2	⑤	2	37.5	345.0	345.0	450	380	150	150	0	1080	2.842	804.0	1.411	0.000	17.8	90.2	157.8	152.6	0.0	152.6	1.03
3	⑤	3	40.1	345.0	345.0	400	375	150	150	0	1080	2.880	143.0	0.254	0.000	18.1	72.5	169.5	106.7	0.0	106.7	1.59
4	⑤	4	43.5	345.0	345.0	400	380	150	150	0	1080	2.842	804.0	1.411	0.000	18.1	72.5	166.6	139.7	0.0	139.7	1.19
5	⑤	5	40.9	345.0	345.0	400	375	150	150	0	1080	2.880	860.0	1.529	0.000	6.0	24.2	99.0	94.8	0.0	94.8	1.04
6	⑤	6	42.3	345.0	345.0	400	375	150	150	0	1080	2.880	860.0	1.529	0.000	12.1	48.3	149.0	118.0	0.0	118.0	1.26
7	⑤	7	39.7	345.0	345.0	400	375	150	150	0	1080	2.880	860.0	1.529	0.000	18.1	72.5	161.7	138.8	0.0	138.8	1.16
8	⑥	8	27.6	345.0	345.0	240	207	180	180	0	600	2.899	596.0	1.600	0.000	2.9	4.9	73.5	60.2	0.0	60.2	1.22
9	⑥	9	27.6	345.0	345.0	240	206	180	180	0	600	2.913	573.0	1.545	0.000	6.1	10.6	132.3	68.9	0.0	68.9	1.92
10	⑥	10	27.6	345.0	345.0	240	207	180	180	0	600	2.899	397.0	1.065	0.000	8.5	14.7	95.1	69.8	0.0	69.8	1.36
11	⑦	11	57.8	345.0	345.0	300	270	150	150	0	430	1.593	143.0	0.353	0.000	14.4	32.3	176.4	115.2	0.0	115.2	1.53
12	⑦	12	56.8	345.0	345.0	300	270	150	150	0	600	2.222	143.0	0.353	0.000	17.9	40.3	186.2	107.0	0.0	107.0	1.74
13	⑦	13	71.1	345.0	345.0	300	270	150	150	0	600	2.222	143.0	0.353	0.000	22.1	49.8	235.2	125.9	0.0	125.9	1.87
14	⑧	14	33.1	345.0	345.0	240	212	120	120	0	505	2.382	397.0	1.561	0.000	3.3	3.8	57.8	44.7	0.0	44.7	1.29
15	⑧	15	33.1	345.0	345.0	240	212	120	120	0	606	2.858	397.0	1.561	0.000	3.3	3.8	48.0	43.4	0.0	43.4	1.11
16	⑨	16	34.3	345.0	345.0	200	170	100	100	0	400	2.353	397.0	2.335	0.000	1.9	1.3	42.1	34.1	0.0	34.1	1.24
17	⑨	17	34.3	345.0	345.0	200	170	100	100	0	400	2.353	397.0	2.335	0.000	3.9	2.6	51.9	37.3	0.0	37.3	1.39
18	⑩	18	24.6	345.0	345.0	300	250	150	150	0	800	3.200	573.0	1.528	0.000	2.3	5.3	51.9	53.2	0.0	53.2	0.98
19	⑩	19	26.6	345.0	345.0	300	250	150	150	0	800	3.200	573.0	1.528	0.000	5.5	12.3	59.8	63.1	0.0	63.1	0.95
20	⑩	20	24.6	345.0	345.0	300	250	150	150	0	800	3.200	573.0	1.528	0.000	7.4	16.7	72.5	67.4	0.0	67.4	1.08
21	⑩	21	36.5	345.0	345.0	300	273	150	150	0	800	2.930	573.0	1.399	0.000	2.2	4.9	63.7	60.9	0.0	60.9	1.05
22	⑩	22	57.5	345.0	345.0	300	250	150	150	0	800	3.200	573.0	1.528	0.000	7.2	16.3	89.2	82.2	0.0	82.2	1.09
23	⑩	23	57.5	345.0	345.0	300	250	150	150	0	800	3.200	573.0	1.528	0.000	2.0	4.5	67.6	67.5	0.0	67.5	1.00
24	⑩	24	57.5	345.0	345.0	300	273	150	150	0	800	2.930	573.0	1.399	0.000	7.4	16.7	78.4	84.6	0.0	84.6	0.93
25	⑪	25	40.2	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	557.0	0.857	0.000	1.9	10.3	96.0	81.7	0.0	81.7	1.18
26	⑪	26	33.8	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	557.0	0.857	0.000	7.7	41.1	123.5	107.0	0.0	107.0	1.15
27	⑫	27	52.4	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	557.0	0.857	0.000	4.4	23.5	133.3	100.9	0.0	100.9	1.32
28	⑫	28	52.4	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	557.0	0.857	0.000	6.7	35.5	156.8	112.4	0.0	112.4	1.40
29	⑫	29	38.9	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	1,250.0	1.923	0.000	8.0	42.5	137.2	133.5	0.0	133.5	1.03
30	⑫	30	42.1	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	557.0	0.857	0.000	6.4	34.4	142.1	105.8	0.0	105.8	1.34
31	⑫	31	71.5	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1050	3.231	557.0	0.857	0.000	6.6	34.9	175.4	120.4	0.0	120.4	1.46
32	⑫	32	42.2	345.0	345.0	400	325	200	200	0	1400	4.308	557.0	0.857	0.000	6.3	33.8	100.9	97.2	0.0	97.2	1.04
33	⑫	33	43.5	345.0	345.0	400	325	200	200	0	700	2.154	557.0	0.857	0.000	6.4	34.0	253.8	122.4	0.0	122.4	2.07
34	⑬	22	49.7	345.0	345.0	425	350	200	200	0	1050	3.000	832.2	1.189	0.000	2.9	17.7	193.6	107.3	0.0	107.3	1.80
35	⑬	23	40.6	345.0	345.0	425	350	200	200	0	1050	3.000	832.2	1.189	0.000	5.9	35.4	201.4	118.2	0.0	118.2	1.70
36	⑬	10	91.9	345.0	345.0	425	350	200	200	0	1050	3.000	832.2	1.189	0.000	2.9	17.7	245.1	127.9	0.0	127.9	1.92
37	⑬	11	86.2	345.0	345.0	425	350	200	200	0	1050	3.000	832.2	1.189	0.000	5.9	35.4	283.4	142.4	0.0	142.4	1.99
38	⑬	12	70.3	345.0	345.0	425	350	200	200	0	1050	3.000	832.2	1.189	0.000	8.8	53.1	294.9	152.1	0.0	152.1	1.94
39	⑬	14	83.9	345.0	345.0	625	700	200	200	0	1650	2.357	832.2	0.594	0.000	2.9	38.3	227.5	159.2	0.0	159.2	1.43
40	⑬	15	78.2	345.0	345.0	625	700	200	200	0	1650	2.357	832.2	0.594	0.000	5.9	76.6	360.5	179.2	0.0	179.2	2.01
41	⑬	17	88.4	345.0	345.0	825	750	200	200	0	2250	3.000	832.2	0.555	0.000	2.9	66.7	344.5	171.3	0.0	171.3	2.01
42	⑬	18	87.3	345.0	345.0	825	750	200	200	0	2250	3.000	832.2	0.555	0.000	5.9	133.4	435.4	200.3	0.0	200.3	2.17
43	⑬	20	71.3	345.0	345.0	1100	950	200	200	0	1050	1.105	2,080.5	1.095	0.000	5.9	237.2	585.1	419.7	0.0	419.7	1.39

【参考文献】

⑤ 佐藤勉, 石橋忠良, 山下裕章, 高田三郎；プレストレストコンクリートはりのせん断耐力と破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, vol.9, no.2, 1987

⑥ 六車熙, 渡辺 史夫, 藤井正則；プレストレスト鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, vol.5, 1983

⑦ 斉藤敦志, 堺孝司；高強度・高耐久性コンクリートを用いたPCはりの曲げ、せん断挙動, 開発土木研究所月報, No.440, 1990

⑧ 岡田清, 小林和夫, 豊福俊英；Ⅲ種プレストレストコンクリートはりの曲げせん断特性, セメント技術年報, 34, 1980

⑨ 小林和夫；はり部材のせん断耐荷特性に対する導入プレストレスの効果, 第46回セメント技術大会論文集, 1992

⑩ 上田多門, Heru Darjudi Eko Putro；せん断補強鉄筋の無いプレストレストコンクリートはりのせん断強度の解析的研究, プレストレストコンクリート技術協会, シンポジウム論文集, vol.1, 1990

⑪ 手塚正道, 近藤順, 岡崎正樹；ビニロンFRPロッドをスターラップとして用いたはりのせん断試験, コンクリート工学年次論文報告集, vol.12, 1990

⑫ 鳥取誠, 涌井一；プレストレストコンクリートはりのせん断耐力, プレストレストコンクリート技術協会, 第3回シンポジウム論文集, 1992.11

⑬ 土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会；共同研究報告書　第122号, 高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書－高強度コンクリートPCはり部材の曲げせん断強度に関する調査－, 平成7年3月

曲げ上げ鋼材を有するPCはりの既往実験データ

	文献番号	供試体番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	a (mm)	a/d	As (mm2)	pt (%)	pw (%)	プレ曲げ上げ分 Vp (kN)	θ (°)	Vp・sinθ (kN)	プレストレス分 有プレ 下縁σce (N/mm2)	デコンプ M0=σce・I/y (kN・m)	Vexp (kN)	Vexp −Vp・sinθ (kN)	V編式（平均式）【プレ分力控除】 Vc (kN)	Vs (kN)	VcalV (kN)	(Vexp−Vp・sinθ)/(−Vp・sinθ)VcalV	
1	①	No 2	39 0	392 0	368 0	325	300	100	100	0	900	3 000	774 2	2 581	0 000	137 0	5 0	11 9	11 0	19 4	78 1	66 1	70 3	0 0	70 3	0 94	外ケーブル・矩形
2	①	No 3	40 5	392 0	368 0	325	300	100	100	0	900	3 000	774 2	2 581	0 000	137 0	10 0	23 8	11 0	19 4	81 4	57 6	70 9	0 0	70 9	0 81	外ケーブル・矩形
3	②	No 2	37 2	431 2	392 0	325	280	100	275	70	900	3 214	1 146 0	4 093	0 352	137 2	7 0	16 7	10 7	23 6	147 0	130 3	79 6	43 7	123 2	1 06	外ケーブル・T型
4	③	B−1	40 4	407 0	416 0	325	300	100	100	0	900	3 000	774 2	2 581	0 352	16 0	8 9	2 5	2 0	3 5	98 1	95 6	53 2	49 6	102 9	0 93	外ケーブル・矩形
5	③	B−3	39 3	407 0	416 0	325	300	100	100	0	900	3 000	774 2	2 581	0 352	16 0	12 3	3 4	2 7	4 7	100 2	96 8	54 1	49 6	103 7	0 93	外ケーブル・矩形
6	③	B−4	38 7	407 0	416 0	325	300	100	100	0	900	3 000	774 2	2 581	0 352	16 0	12 3	3 4	2 7	4 7	98 1	94 7	53 8	49 6	103 4	0 92	外ケーブル・矩形
7	⑨	S2	46 7	360 0	382 0	1100	1050	150	500	175	3000	2 857	2 322 6	1 475	0 476	1 063 9	5 0	92 7	7 8	609 5	925 0	832 3	352 2	323 4	675 6	1 23	内ケーブル・I桁
8	⑨	S5	57.5	360.0	382.0	1100	1050	150	500	175	3000	2.857	2,322.6	1.475	0.000	1,063.9	5.0	92.7	7.8	609.5	671.5	578.8	362.9	0.0	362.9	1.59	外ケーブル・I桁
9	⑨	S6	57 5	360 0	382 0	1100	1050	150	500	175	3000	2 857	2 322 6	1 475	0 000	1 063 9	5 0	92 7	7 8	609 5	664 5	571 8	362 9	0 0	362 9	1 58	内ケーブル・I桁

【参考文献】

① 新津正義，睦好宏史，佐野正，殿川康一：外ケーブルを用いたRC梁のせん断補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，1999

② 近藤悦郎，睦好宏史，高橋博威，佐野正：外ケーブルによるせん断補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，1994

③ 原健悟，睦好宏史，Aravinthan.T，篠崎裕生：大偏心外ケーブル式PC桁のせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，2001

⑨ 西川和廣，廣松新，鈴木素彦，伊藤公彦：外ケーブルを適用したPC桁の曲げ・せん断挙動に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.5，Sep，2000

せん断補強鉄筋を有しないRC－Tけたの既往実験データ

	文献番号	供試体番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	a (mm)	a/d	As (mm2)	pt (%)	pw (%)	Vexp (kN)	V編式（下限式） Vc (kN)	Vs (kN)	VcalV (kN)	Vexp/VcalV
1	⑥	N2	31.0			200	160	150	150	0	320	2.000	573.0	2.388		73.4	33.3		33.3	2.21
2	⑥	N7	32.1			200	160	150	150	0	320	2.000	573.0	2.388		98.1	33.7		33.7	2.91
3	⑥	N1	31.0			200	160	150	150	0	560	3.500	573.0	2.388		34.3	33.3		33.3	1.03
4	⑥	N3	30.9			200	160	150	150	0	560	3.500	573.0	2.388		40.0	33.2		33.2	1.20
5	⑥	N4	37.2			200	160	150	150	0	560	3.500	573.0	2.388		36.7	35.4		35.4	1.04
6	⑥	N5	32.1			200	160	150	150	0	720	4.500	573.0	2.388		34.1	33.7		33.7	1.01
7	⑥	N6	32.1			200	160	150	150	0	720	4.500	573.0	2.388		33.9	33.7		33.7	1.01
8	⑥	N9	31.9			200	160	150	150	0	720	4.500	573.0	2.388		35.8	33.6		33.6	1.06
9	⑥	N13	35.2			200	160	150	150	0	1040	6.500	573.0	2.388		34.6	34.7		34.7	1.00
10	⑦	NO. 2	28.7			250	210	100	100	0	800	3.810	1,013.4	4.826		34.3	32.8		32.8	1.05
11	①	T5-1	26.5	420.0		400	350	150	300	100	1400	4.000	1,161.3	2.212		74.8	52.0		52.0	1.44
12	①	T5-2	13.9	420.0		400	350	150	300	100	875	2.500	1,161.3	2.212		98.0	42.0		42.0	2.34
13	⑦	NO. 7	33.8			250	210	100	200	50	800	3.810	1,013.4	4.826		31.9	34.7		34.7	0.92
14	④	NO. 2	27.0	930.0		450	400	150	370	110	1200	3.000	831.0	1.385		75.9	49.0		49.0	1.55
15	①	T3-1	11.8	420.0		400	350	150	450	100	1400	4.000	1,161.3	2.212		41.7	39.7		39.7	1.05
16	①	T7-1	21.9	420.0		400	350	150	450	100	875	2.500	1,161.3	2.212		132.3	48.8		48.8	2.71
17	①	T7-2	20.7	400.0		400	350	150	450	100	1925	5.500	1,161.3	2.212		50.0	47.9		47.9	1.04
18	⑦	NO. 6	32.6			250	210	100	300	50	800	3.810	1,013.4	4.826		29.4	34.3		34.3	0.86
19	⑥	TN1	33.1			245	200	100	400	50	200	1.000	1,340.0	6.700		227.4	37.2		37.2	6.12
20	⑥	TN2B	29.7			245	200	100	400	50	400	2.000	1,340.0	6.700		105.6	35.8		35.8	2.95
21	⑦	NO. 3	29.7			250	210	100	400	50	500	2.381	1,013.4	4.826		73.5	33.2		33.2	2.21
22	⑥	TN3	29.9			245	200	100	400	50	600	3.000	1,340.0	6.700		58.8	35.9		35.9	1.64
23	⑦	NO. 1	34.8			250	210	100	400	50	700	3.333	1,013.4	4.826		33.8	35.0		35.0	0.97
24	⑥	TN4	31.0			245	200	100	400	50	800	4.000	1,340.0	6.700		39.2	36.3		36.3	1.08
25	⑦	NO. 4	30.8			250	210	100	400	50	900	4.286	1,013.4	4.826		31.9	33.6		33.6	0.95
26	⑥	TN6	31.9			245	200	100	400	50	1000	5.000	1,340.0	6.700		34.7	36.7		36.7	0.95
27	⑦	NO. 5	33.4			250	210	100	400	50	1200	5.714	1,013.4	4.826		29.4	34.5		34.5	0.85
28	⑥	TN6	30.8			245	200	100	400	50	1300	6.500	1,340.0	6.700		34.3	36.3		36.3	0.95
29	③	NO. 4	28.2	1,021.0		450	400	200	860	110	1200	3.000	1,246.4	1.558		109.2	68.9		68.9	1.58
30	①	T6-1	27.0	420.0		400	350	150	750	100	1400	4.000	1,161.3	2.212		91.9	52.4		52.4	1.75
31	②	T1C	33.5	544.0		400	350	150	750	100	875	2.500	1,161.3	2.212		98.2	56.3		56.3	1.75
32	②	T4C	36.6	544.0		400	350	150	750	100	1137.5	3.250	1,161.3	2.212		78.2	58.0		58.0	1.35
33	④	NO. 1	27.0	930.0		450	400	150	810	110	1200	3.000	831.0	1.385		77.2	49.0		49.0	1.58

【参考文献】

① 岡本大，谷村幸裕，渡辺忠朋，藤田郁美：T形断面を有するRC梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，vol.26，No..2，2004
② 岡本大，川村力，服部尚道，酒谷弘行：せん断補強筋を有する鉄筋コンクリートT型梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，vol.27，No..2，2005
③ 堀田智弘：T型断面はりのせん断破壊に対する一考察，コンクリート工学年次論文集，vol33，No..2，2011
④ 堀田智弘，醍醐宏治，渡部太一郎：T型断面RC梁のせん断破壊実験，第37回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，2010
⑤ 木野淳一，山田章史，築嶋大輔，石橋忠良：T形断面および矩形中空断面RC梁のせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），vol.70，PP.44-55，2014
⑥ 桧貝勇：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究，土木学会論文報告集，第279号，1978.11
⑦ 古内仁，木村勉，柴内大地：鉄筋コンクリートT桁のせん断耐力に関する研究，土木学会北海道支部論文報告集，昭和61年度
⑧ Withit Pansuk, Yasuhiko Sato：Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5 (2007) No. 3 P 395-408
⑨ 松本嘉司，中村正平，河野清，中山紀男，岡村甫：各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの曲げ性状に関する研究，土木学会論文集，Vol. 1965 (1965) No. 122 P 51-74
⑩ 中村麻美，中村拓郎，二羽淳一郎：T形断面RCはりのせん断破壊性状とせん断応力分布に関する一考察，コンクリート年次論文集，vol.38，No.2，2016

せん断補強鉄筋を有するRC－Tけたの既往実験データ

	文献番号	供試体番号	σck (N/mm2)	引張鋼材σsy (N/mm2)	腹鉄筋σsy (N/mm2)	h (mm)	d (mm)	bw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	a (mm)	a/d	As (mm2)	pt (%)	pw (%)	Vexp (kN)	V編式（下限式）			Vexp/VcalV
																	Vc (kN)	Vs (kN)	VcalV (kN)	
1	今回実験【土研】	NO. 2	37.2	1,078.0	381.9	800	720	400	750	150	2250	3.125	4,185.0	1.453	0.253	807.8	219.0	242.3	461.3	1.75
2	②	T5H	28.9	711.0	351.0	400	350	150	450	100	1400	4.000	1,161.3	2.212	0.317	167.7	53.6	50.8	104.4	1.61
3	⑩	T450	41.1	1,189.0	400.0	350	300	150	450	75	1050	3.500	774.2	1.720	0.282	200.0	50.0	44.1	94.0	2.13
4	今回実験【土研】	NO. 1	39.4	1,078.0	365.9	800	720	250	750	150	2250	3.125	2,511.0	1.395	0.228	483.9	137.6	130.7	268.4	1.80
5	⑥	NS3	34.5		328.0	245	200	100	400	50	400	2.000	1,340.0	6.700	0.347	129.9	37.7	19.8	57.4	2.26
6	⑥	NS4	33.0		328.0	245	200	100	400	50	400	2.000	1,340.0	6.700	1.739	171.5	37.1	99.2	136.3	1.26
7	⑥	NS1	31.9		328.0	245	200	100	400	50	800	4.000	1,340.0	6.700	0.347	85.3	36.7	19.8	56.5	1.51
8	⑨	No.10	41.2	597.8	323.4	800	720	250	1000	150	1800	2.500	3,040.2	1.689	0.472	499.8	148.9	238.8	387.7	1.29
9	③	NO. 1	30.8	1,021.0	347.0	450	400	200	860	110	1200	3.000	1,246.4	1.558	0.357	251.8	71.0	86.1	157.1	1.60
10	③	NO. 2	28.2	1,021.0	347.0	450	400	200	860	110	1200	3.000	1,246.4	1.558	0.357	271.0	68.9	86.1	155.0	1.75
11	③	NO. 3	31.3	1,021.0	347.0	450	400	200	860	110	1200	3.000	1,246.4	1.558	0.357	328.1	71.4	86.1	157.5	2.08
12	③	NO. 5	35.0	1,021.0	347.0	450	400	200	860	110	1200	3.000	1,246.4	1.558	0.357	280.7	74.1	86.1	160.2	1.75
13	⑤	T－5	35.7	1,021.0	347.0	450	400	200	860	110	1200	3.000	1,246.4	1.558	0.357	296.2	74.6	86.1	160.7	1.84
14	②	T1H	30.8	711.0	351.0	400	350	150	750	100	875	2.500	1,161.3	2.212	0.317	181.2	54.7	50.8	105.5	1.72
15	②	T4H	29.1	711.0	351.0	400	350	150	750	100	1137.5	3.250	1,161.3	2.212	0.317	157.2	53.7	50.8	104.5	1.50
16	⑩	T300	42.2	1,189.0	400.0	350	300	150	300	75	1050	3.500	774.2	1.720	0.282	200.0	50.4	44.1	94.5	2.12

【参考文献】

① 岡本大，谷村幸裕，渡辺忠朋，藤田郁美：T形断面を有するRC梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，vol.26，No..2，2004
② 岡本大，川村力，服部尚道，酒谷弘行：せん断補強筋を有する鉄筋コンクリートT型梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，vol.27，No..2，2005
③ 堀田智弘：T型断面はりのせん断破壊に対する一考察，コンクリート工学年次論文集，vol33，No..2，2011
④ 堀田智弘，醍醐宏治，渡部太一郎：T型断面RC梁のせん断破壊実験，第37回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，2010
⑤ 木野淳一，山田章史，築嶋大輔，石橋忠良：T形断面および矩形中空断面RC梁のせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），vol.70，PP.44-55，2014
⑥ 桧貝勇：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究，土木学会論文報告集，第279号，1978.11
⑦ 古内仁，木村勉，柴内大地：鉄筋コンクリートT桁のせん断耐力に関する研究，土木学会北海道支部論文報告集，昭和61年度
⑧ Withit Pansuk, Yasuhiko Sato: Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5 (2007) No. 3 P 395-408
⑨ 松本嘉司，中村正平，河野清，中山紀男，岡村甫：各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの曲げ性状に関する研究，土木学会論文集，Vol. 1965 (1965) No. 122 P 51-74
⑩ 中村麻美，中村拓郎，二羽淳一郎：T形断面RCはりのせん断破壊性状とせん断応力分布に関する一考察，コンクリート年次論文集，vol.38，No.2，2016

◆コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度

コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度の関係

	資料番号	供試体	材齢	実測		推定式	(A) ／ (B)
				圧縮強度	割裂引張強度 (A)	σck＾2/3 (B)	
1	①	封緘	4	23.44	2.25	8.19	0.27
2	①	封緘	5	22.06	2.43	7.87	0.31
3	①	封緘	7	27.56	2.71	9.12	0.30
4	①	封緘	14	29.32	3.03	9.51	0.32
5	①	封緘	14	31.77	3.04	10.03	0.30
6	①	封緘	28	36.28	3.27	10.96	0.30
7	①	封緘	29	35.79	3.57	10.86	0.33
8	①	気中	4	20.01	1.99	7.37	0.27
9	①	気中	4	21.18	2.04	7.66	0.27
10	①	気中	5	22.06	2.15	7.87	0.27
11	①	気中	7	23.73	2.42	8.26	0.29
12	①	気中	7	24.42	2.20	8.42	0.26
13	①	気中	14	29.32	2.65	9.51	0.28
14	①	気中	14	28.44	2.63	9.32	0.28
15	①	気中	28	30.01	2.90	9.66	0.30
16	①	気中	28	27.46	2.94	9.10	0.32
17	①	気中	28	27.46	2.55	9.10	0.28
18	①	高温	4	23.34	2.47	8.17	0.30
19	①	高温	4	24.42	2.36	8.42	0.28
20	①	高温	5	25.30	2.44	8.62	0.28
21	①	高温	7	26.28	2.58	8.84	0.29
22	①	高温	7	26.77	2.65	8.95	0.30
23	①	高温	14	31.48	2.61	9.97	0.26
24	①	高温	14	28.44	2.77	9.32	0.30
25	①	高温	28	34.81	2.91	10.66	0.27
26	①	高温	28	31.38	3.24	9.95	0.33
27	①	高温	28	33.54	3.11	10.40	0.30
28	②	A-1		24.81	2.29	8.51	0.27
29	②	A-2		27.26	2.27	9.06	0.25
30	②	A-3-1		20.69	1.87	7.54	0.25
31	②	A-3-2		20.59	1.87	7.51	0.25
32	②	C-1		20.20	2.03	7.42	0.27
33	②	C-2-1		20.89	1.92	7.59	0.25
34	②	C-2-2		21.08	1.95	7.63	0.26
35	③	1	28	58.25	4.65	15.03	0.31
36	④	1	29	50.01	3.57	13.57	0.26
37	④	2	34	55.11	3.99	14.48	0.28
38	④	3	36	55.51	3.72	14.55	0.26
39	④	22	62	49.72	3.04	13.52	0.22
40	④	23	62	40.60	2.45	11.81	0.21
41	⑤	普通砕石	28	22.65	2.44	8.01	0.30
42	⑤	普通砕石	28	27.56	2.79	9.12	0.31
43	⑤	普通砕石	28	29.03	2.89	9.45	0.31
44	⑤	普通砕石	28	30.50	2.99	9.76	0.31
45	⑤	普通砕石	28	35.99	2.67	10.90	0.24
46	⑤	普通砕石	28	35.79	3.14	10.86	0.29
47	⑤	普通砕石	28	35.01	3.23	10.70	0.30
48	⑤	普通砕石	28	41.48	3.57	11.98	0.30
49	⑤	普通砕石	28	42.46	3.36	12.17	0.28
50	⑤	普通砕石	28	43.74	3.62	12.41	0.29

【参考文献】

①土木研究所：土木研究所資料第3418号，コンクリートの引張強度に関する調査報告書，表-3.2～表-3.4，平成8年

②土木研究所：土木研究所資料第3426号，大型ＲＣはり供試体のせん断強度に関するデータ集　管理供試体試験結果，平成8年11月

③土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：共同研究報告書第96号 ，高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書　－高強度コンクリートＰＣはり部材の終局曲げ強度・変形性能に関する調査－，P12，平成6年3月

④土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：共同研究報告書第122号，高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書　－高強度コンクリートＰＣはり部材の曲げせん断強度に関する調査－，P.18～，平成7年3月

⑤土木研究所：土木研究所資料第1981号，高炉スラグ砕石コンクリートのせん断試験，P7　図6，1983年3月

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4373 May 2018

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
国立研究開発法人土木研究所　企画部　業務課
〒305-8516　茨城県つくば市南原 1-6　電話 029-879-6754